



Ana Rita Ribeiro Vieira

Licenciada em Ciências de Engenharia Civil

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE ÚLTIMA DE ESTACAS EM COMPRESSÃO USANDO ANÁLISES EM TENSÃO/DEFORMAÇÃO

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil - Ramo de Estruturas e Geotecnia

Orientadora: Professora Doutora Ana Paula Confraria Varatojo

Júri:

Presidente: Professor Doutor Armando Manuel Sequeira Nunes Antão
Arguente: Professor Doutor Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo
Vogal: Professora Doutora Ana Paula Confraria Varatojo



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Janeiro de 2013

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE ÚLTIMA DE ESTACAS EM COMPRESSÃO USANDO
ANÁLISES EM TENSÃO / DEFORMAÇÃO

“Copyright” Ana Rita Ribeiro Vieira, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Os meus mais sinceros agradecimentos a todas as pessoas que de algum modo contribuíram para a realização da presente dissertação, em especial:

- À minha orientadora, Professora Doutora Ana Paula Confraria Varatojo, pela dedicação, paciência, disponibilidade que sempre se manifestou, bem como todo o apoio prestado na concretização da presente dissertação;
- À empresa TRIEDE e em especial ao Engenheiro Sérgio Vitorino, pela ajuda que prestou na utilização do programa Plaxis 2D;
- Aos meus familiares, em especial aos meus pais e irmão, por todo o apoio que me deram ao longo destes anos;
- A todos os meus amigos, pela compreensão, amizade, sugestões e apoio contínuo.

Resumo

Nesta dissertação avalia-se a capacidade resistente última de estacas em compressão usando análises em tensão/deformação.

A capacidade resistente última das estacas é avaliada através do programa computacional de elementos finitos Plaxis 2D v. 8 e é comparada com a capacidade resistente última prevista por métodos de extrapolação da curva carga vs. assetamento de ensaios de carga que não foram levados a rotura e por métodos baseados em ensaios de campo SPT e CPT para as mesmas estacas.

Este estudo teve como base seis ensaios de carga estáticos em compressão que não foram levados à rotura, de dois locais diferentes, envolvendo estacas com diâmetro de 0,80 m e diferentes comprimentos, tecnologias de execução e terrenos com diferentes características geológicas/geotécnicas. Também teve como base os resultados de ensaios de campo SPT e CPT, que permitiram avaliar parâmetros geotécnicos para os terrenos envolvidos, recorrendo a propostas de correlações e de dados obtidos na literatura.

O programa Plaxis 2D v. 8 destina-se especificamente a análises de projetos geotécnicos, cuja simulação requer o uso de modelos constitutivos para os materiais. Para este efeito foi utilizado o modelo elástico linear para modelar as estacas e para os terrenos os modelos de *Mohr-Coulomb* e de *Hardenening Soil*.

Palavras-chave: estacas em compressão, capacidade resistente última, análises em tensão/deformação, ensaios de carga, ensaios de campo.

Abstract

This thesis evaluates the ultimate bearing capacity of piles in compression using stress/strain analysis.

The ultimate bearing capacity of the piles is provided by a computer program that uses the finite elements method, Plaxis 2D v. 8. Results are compared to the ultimate bearing capacity values provided by methods based on the extrapolation of experimental load vs. settlement curves corresponding to load tests that were not taken to rupture and methods based on field tests SPT and CPT for the same piles.

This study was based on six static load tests in compression that did not reached collapse, from two different locations, involving piles with a diameter of 0,80 m and varying lengths, different execution technologies and soils with different geological and geotechnical characteristics. Moreover, this study was also based on results of SPT and CPT field tests, which allowed to evaluate the geotechnical parameters of the soils, using correlations and data obtained from literature.

The program Plaxis 2D v. 8 was implemented specifically for the analysis of model design. Simulation requires the use of constitutive models. Therefore, the linear elastic was used for the piles and the *Mohr-Coulomb* and the *Hardening Soil* models were used to describe soil behavior.

Keywords: piles in compression, ultimate bearing capacity, stress/stain analysis, load tests, field tests.

Índice de texto

Capítulo 1	Considerações iniciais	1
1.1	Introdução	1
1.2	Metodologia	4
1.3	Objetivos	4
1.4	Organização da dissertação	5
Capítulo 2	Estacas e ensaios de carga	7
2.1	Introdução	7
2.2	Fundações por estacas	7
2.3	Ensaaios de carga	9
2.3.1	Ensaio de carga estático	10
2.3.1.1	Sistemas de reação	11
2.3.1.2	Instrumentação	12
2.3.1.3	Tipos de ensaios de carga estáticos	14
2.3.2	Ensaio de carga dinâmico	16
Capítulo 3	Caracterização geotécnica <i>in situ</i>	19
3.1	Introdução	19
3.2	<i>Standard Penetration Test</i> (SPT)	21

3.2.1	Considerações gerais	21
3.2.2	Correções dos resultados do ensaio SPT	22
3.2.2.1	Efeito da tensão efetiva vertical à profundidade do ensaio	23
3.2.2.2	Efeito do comprimento do trem de varas.....	26
3.2.2.3	Efeito da energia.....	26
3.2.2.4	Efeito do diâmetro do furo de sondagem e efeito do método de amostragem.....	27
3.3	<i>Cone Penetration Test (CPT)</i>	28
3.3.1	Considerações gerais	28
3.3.2	Correções dos resultados do ensaio CPT	29
3.4	Estimativas de parâmetros geotécnicos a partir de ensaios SPT e CPT	30
3.4.1	Correlações para o ângulo de resistência ao corte	32
3.4.2	Correlações para o ângulo de dilatância	36
3.4.3	Correlações para a resistência não drenada	37
3.4.4	Ângulo de atrito e adesão solo - estrutura	39
3.4.5	Correlações para o módulo de deformabilidade	41
3.4.6	Ordem de grandeza do peso volúmico e do coeficiente de <i>Poisson</i> em diferentes solos	45
3.5	Considerações finais.....	46
Capítulo 4	Caracterização geral do programa Plaxis 2D	47
4.1	Introdução.....	47
4.2	Descrição da modelação da estaca	48
4.3	Modelos constitutivos.....	52
4.3.1	Modelo elástico linear	52

4.3.2	Modelo elástico perfeitamente plástico com superfície de rotura de <i>Mohr-Coulomb</i>	53
4.3.3	Modelo <i>Jointed Rock</i>	56
4.3.4	Modelo <i>Hardening Soil</i>	57
4.3.5	Modelo <i>Soft Soil</i>	60
4.3.6	Modelo <i>Soft Soil Creep</i>	61
4.4	Comportamento drenado e não drenado.....	61
Capítulo 5	Caso de obra 1: Refinaria de Sines Artenius Mega PTA	63
5.1	Introdução	63
5.2	Ensaio de caracterização do terreno.....	64
5.3	Caracterização da estaca ensaiada.....	66
5.4	Caracterização geotécnica do terreno.....	66
5.5	Ensaio de carga estática.....	68
5.6	Previsão e avaliação da capacidade resistente última.....	69
5.7	Avaliação dos parâmetros geotécnicos.....	71
5.8	Previsão e avaliação da capacidade resistente última através do programa Plaxis 2D v. 8	73
5.8.1	Hipóteses de estudo.....	75
5.8.1.1	1ª Hipótese.....	76
5.8.1.2	2ª Hipótese.....	78
5.8.1.3	3ª Hipótese.....	80
5.8.1.4	4ª Hipótese.....	82
5.9	Considerações finais.....	85
Capítulo 6	Caso de obra 2: Ponte Salgueiro Maia sobre o rio Tejo.....	91

6.1	Introdução.....	91
6.2	Caracterização das estacas ensaiadas	92
6.3	Caracterização geotécnica dos terrenos.....	95
6.4	Ensaio de carga estática	97
6.5	Previsão e avaliação da capacidade resistente última.....	98
6.6	Avaliação dos parâmetros geotécnicos.....	101
6.7	Previsão e avaliação da capacidade resistente última através do programa Plaxis 2D v. 8 105	
6.7.1	Estaca 1.....	107
6.7.2	Estaca 2.....	109
6.7.3	Estaca 3.....	111
6.7.4	Estaca 4.....	113
6.7.5	Estaca 5.....	115
6.8	Considerações finais.....	117
Capítulo 7	Conclusões finais e futuros desenvolvimentos	121
	Referências bibliográficas	125
Anexo A	Curvas carga vs. assentamento	131
Anexo B	Cálculos justificativos	135

Índice de figuras

Figura 2.1 – Representação esquemática de algumas montagens para realizar ensaios de compressão axial; a) Sistema de apoios temporários; b) Estacas de reação; c) Ancoragens de reação [adaptado de Tomlinson, 1981].....	13
Figura 3.1 – Variação de C_N	26
Figura 3.2 – Esquema representativo da ponta do CPT/CPTU; u - pressão intersticial; A_N - área da secção da célula de carga; A_C - área da secção nominal do cone.....	29
Figura 3.3 – Relações entre o ângulo de resistência ao corte efetivo de pico e o ensaio SPT para solos granulares (N corresponde aos valores de N_{60} ou $(N_1)_{60}$ dependendo da proposta analisada) 33	
Figura 3.4 – Relações entre o ângulo de resistência ao corte efetivo de pico e o ensaio CPT.....	34
Figura 3.5 – Relações entre o ângulo de resistência ao corte efetivo de pico, ϕ'_p , e resistência de ponta, q_c , e a tensão efetiva vertical, σ'_{v0} , para areias NC (adaptado de Tomlinson e Woodward, 2008)	35
Figura 3.6 – Relações entre a resistência não drenada e o ensaio SPT	38
Figura 3.7 – Fatores de adesão para estacas cravadas em argilas (McClelland, 1974)	40
Figura 3.8 – Módulo de deformabilidade dos solos, E_s , baseado nos ensaios <i>in situ</i> SPT.....	43
Figura 3.9 – Módulo de deformabilidade dos solos, E_s , baseado nos ensaios <i>in situ</i> CPT	44
Figura 4.1 – Exemplo de um problema axissimétrico [Fonte: Brinkgreve et al. (2004)].....	48
Figura 4.2 – Cantos de estruturas rígidas; a) ponto inflexível (sem prolongamento da interface), originando elevadas tensões; b) correção das tensões, através do prolongamento da interface [Fonte: Brinkgreve et al. (2004)].....	50

Figura 4.3 – Distribuição de nós (●) e pontos de Gauss (×) num elemento triangular: a) 6 nós e b) 15 nós utilizado pelo Plaxis 2D v. 8 [Fonte: Brinkgreve et al. (2004)]	51
Figura 4.4 – a) Resultados de ensaios triaxiais drenados convencionais; b) Modelo elástico perfeitamente plástico [Fonte: Brinkgreve et al. (2004)]	53
Figura 4.5 – Janela do conjunto de dados a inserir no separados <i>Parameters</i> correspondente ao modelo constitutivo de <i>Mohr-Coulomb</i> [Fonte: Brinkgreve et al. (2004)]	54
Figura 4.6 – Relação hiperbólica entre tensão e extensão num ensaio triaxial drenado [Fonte: Brinkgreve et al. (2004)]	58
Figura 5.1 – Localização da Refinaria Artenius Mega PTA [Fonte: Google Maps]	64
Figura 5.2 – Caracterização geotécnica do solo e esquema da estaca ensaiada (unidades em metros)	65
Figura 5.3 – Resultados dos dois ensaios SPT e valores de N_{SPT} médios para cada camada	67
Figura 5.4 – Resultados do ensaio CPT e valores de q_c médios por camada	67
Figura 5.5 – Sistema de reação da aplicação da carga de ensaio [Fonte: Gomes (2009)]	68
Figura 5.6 – Determinação do ângulo de resistência ao corte, pela proposta de Durgonoglu e Mitchell (1975) através dos resultados do ensaio CPT	72
Figura 5.7 – Modelo geométrico [Fonte: Plaxis 2D v. 8]	74
Figura 5.8 – Malha de elementos finitos – elementos triangulares de 15 nós [Fonte: Plaxis 2D v. 8]	74
Figura 5.9 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis 2D v. 8, até $s=7,7\text{mm}$ – Gomes (2009) – 1ª Hipótese	77
Figura 5.10 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis 2D v. 8, até $s=7,7\text{mm}$ – Ensaios SPT – 2ª Hipótese	80
Figura 5.11 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis 2D v. 8, até $s=7,7\text{mm}$ – Ensaio CPT – 3ª Hipótese	82
Figura 5.12 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis 2D v. 8, até $s=7,7\text{mm}$ – 4ª Hipótese	84

Figura 5.13 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis 2D v. 8; a) em pormenor; b) até atingir a capacidade resistente última.....	87
Figura 6.1 – Localização da ponte Salgueiro Maia sobre o rio Tejo [Fonte: Google Maps]	92
Figura 6.2 – Caracterização geotécnica do solo e esquema da estaca ensaiada; a) Estaca 1 (ENS. 1); b) Estaca 2 (ENS. 2); c) Estaca 3 (ENS. 3); d) Estaca 4 (ENS. 4); e) Estaca 5 (ENS. 5)	94
Figura 6.3 – Resultados do ensaio SPT e valores de N_{SPT} médios para cada camada; a) Estaca 1 (ENS. 1); b) Estaca 2 (ENS. 2); c) Estaca 3 (ENS. 3); d) Estaca 4 (ENS. 4); e) Estaca 5 (ENS. 5)	97
Figura 6.4 – a) Modelo geométrico “geral”; b) Malha de elementos finitos – elementos triangulares de 15 nós [Fonte: Plaxis 2D v. 8]	105
Figura 6.5 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis v. 8; a) curvas carga vs. assentamento até à carga máxima do ensaio de carga estático (7000 kN); b) curvas carga vs. assentamento até atingir a carga última – Estaca 1	108
Figura 6.6 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis v. 8; a) curvas carga vs. assentamento até à carga máxima do ensaio de carga estático (7000 kN); b) curvas carga vs. assentamento até atingir a carga última – Estaca 2	110
Figura 6.7 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis v. 8; a) curvas carga vs. assentamento até à carga máxima do ensaio de carga estático (7000 kN); b) curvas carga vs. assentamento até atingir a carga última – Estaca 3	112
Figura 6.8 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis v. 8; a) curvas carga vs. assentamento até à carga máxima do ensaio de carga estático (7000 kN); b) curvas carga vs. assentamento até atingir a carga última – Estaca 4	114
Figura 6.9 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis v. 8; a) curvas carga vs. assentamento até à carga máxima do ensaio de carga estático (7000 kN); b) curvas carga vs. assentamento até atingir a carga última – Estaca 5	116

Índice de tabelas

Tabela 3.1 – Propostas para o cálculo do valor de C_N em solos granulares	24
Tabela 3.2 – Variação de C_N	25
Tabela 3.3 – Coeficiente corretivo para o comprimento do trem de varas, C_R	26
Tabela 3.4 – Coeficiente corretivo relacionado com o efeito do diâmetro do furo, C_D	27
Tabela 3.5 – Fator corretivo relacionado com o efeito do método de amostragem, C_S	28
Tabela 3.6 – Coeficiente k de acordo com o tipo de solo	32
Tabela 3.7 – Relações entre o ângulo de resistência ao corte efetivo de pico, ϕ'_p , e o ensaio SPT para solos granulares	32
Tabela 3.8 – Relações entre o ângulo de resistência ao corte efetivo de pico e o ensaio CPT	34
Tabela 3.9 – Valores indicativos da ordem de grandeza dos ângulos de resistência ao corte efetivos de pico e de volume constante em solos granulares (Hough, 1957)	35
Tabela 3.10 – Valores indicativos dos ângulos de resistência ao corte efetivo de pico, volume constante e residual das argilas	36
Tabela 3.11 – Relações entre a resistência não drenada, c_u , e o ensaio SPT	37
Tabela 3.12 – Valores indicativos da resistência não drenada, c_u , relacionada com os resultados dos ensaios SPT e CPT	38
Tabela 3.13 – Valores tipo de δ em função do ϕ' , em solos arenosos	39
Tabela 3.14 – Fatores de adesão, α , para estacas cravadas em argilas	40
Tabela 3.15 – Fatores de adesão, α , para estacas executadas com extração do terreno em argilas..	40

Tabela 3.16 – Módulo de deformabilidade dos solos, E_s , baseado em resultados de ensaios SPT e CPT.....	41
Tabela 3.17 – Valores aproximados do módulo de deformabilidade, E_s	42
Tabela 3.18 – Intervalo de valores representativos do peso volúmico em solos.....	45
Tabela 3.19 – Valores médios do coeficiente de <i>Poisson</i> em solos	45
Tabela 4.1 – Valores de n_h para solos argilosos	56
Tabela 4.2 – Valores de n_h para areias	56
Tabela 4.3 – Parâmetros usados pelo modelo de <i>Hardening Soil</i>	60
Tabela 5.1 – Parâmetros geotécnicos do solo, Gomes (2009).....	65
Tabela 5.2 – Propriedades da estaca inserida no Plaxis 2D v. 8 - Caso de obra 1	66
Tabela 5.3 – Caracterização geotécnica e valores médios N_{SPT} do ensaio SPT e q_c do ensaio CPT, para cada camada.....	68
Tabela 5.4 – Resultados obtidos por Franco (2011) – Caso de obra 1	70
Tabela 5.5 – Pesos volúmcicos arbitrados para as camadas de solo	71
Tabela 5.6 – Tensão efetiva vertical, σ'_{v0} , e resistência de ponta do ensaio CPT, q_c	72
Tabela 5.7 – Ângulo de resistência ao corte efetivo e módulo de deformabilidade de acordo com os ensaios SPT, CPT e os usados por Gomes (2009).....	72
Tabela 5.8 – Parâmetros dos solos inseridos no Plaxis 2D v. 8 – Gomes (2009) – Modelo <i>Mohr-Coulomb</i> e Modelo <i>Hardening Soil</i> – 1ª Hipótese	77
Tabela 5.9 – Módulo de deformabilidade médio por camada, obtido a partir dos ensaios SPT	78
Tabela 5.10 – Parâmetros dos solos inseridos no Plaxis 2D v. 8 – Ensaios SPT – Modelo <i>Mohr-Coulomb</i> e Modelo <i>Hardening Soil</i> – 2ª Hipótese	79
Tabela 5.11 – Resistência de ponta do cone do ensaio CPT corrigida, q_{c1}	81
Tabela 5.12 – Módulo de deformabilidade médio por camada, obtido a partir do ensaio CPT	81
Tabela 5.13 – Parâmetros dos solos inseridos no Plaxis 2D v. 8 – Ensaio CPT – Modelo <i>Mohr-Coulomb</i> e Modelo <i>Hardening Soil</i> – 3ª Hipótese	81

Tabela 5.14 – Parâmetros dos solos inseridos no Plaxis 2D v. 8 – Modelo <i>Mohr-Coulomb</i> e Modelo <i>Hardening Soil</i> – 4ª Hipótese	83
Tabela 5.15 – Valores de $E_{\text{íncrém}}$ inseridos no Plaxis 2D v. 8 – Modelo <i>Mohr-Coulomb</i> – 4ª Hipótese.....	84
Tabela 5.16 – Capacidade resistente última para a estaca e respetivo assentamento, obtidos através do Plaxis 2D v. 8	87
Tabela 6.1 – Características geométricas e propriedades dos materiais das estacas ensaiadas e respetiva localização	93
Tabela 6.2 – Características das estacas ensaiadas, sondagem associada e localização do nível freático.....	93
Tabela 6.3 – Propriedades das estacas – Caso de obra 2.....	95
Tabela 6.4 – Diâmetros equivalentes para cada estaca	95
Tabela 6.5 – Resultados obtidos por Franco (2011) – Caso de obra 2.....	100
Tabela 6.6 – Resultados obtidos por Franco (2011) – Valores médios – Caso de obra 2.....	100
Tabela 6.7 – Ângulo de resistência ao corte efetivo e resistência não drenada – Estaca 1	101
Tabela 6.8 – Ângulo de resistência ao corte efetivo e resistência não drenada – Estaca 2	102
Tabela 6.9 – Ângulo de resistência ao corte efetivo e resistência não drenada – Estaca 3	102
Tabela 6.10 – Ângulo de resistência ao corte efetivo e resistência não drenada – Estaca 4	102
Tabela 6.11 – Ângulo de resistência ao corte efetivo e resistência não drenada – Estaca 5	103
Tabela 6.12 – Módulos de deformabilidade e coeficientes de <i>Poisson</i> – Estaca 1	103
Tabela 6.13 – Módulos de deformabilidade e coeficientes de <i>Poisson</i> – Estaca 2	104
Tabela 6.14 – Módulos de deformabilidade e coeficientes de <i>Poisson</i> – Estaca 3	104
Tabela 6.15 – Módulos de deformabilidade e coeficientes de <i>Poisson</i> – Estaca 4	104
Tabela 6.16 – Módulos de deformabilidade e coeficientes de <i>Poisson</i> – Estaca 5	104
Tabela 6.17 – Propriedades das estacas inseridas no Plaxis 2D v. 8 – Casos de obra 2	106

Tabela 6.18 – Parâmetros dos solos inseridos no Plaxis – Modelo de <i>Mohr-Coulomb</i> e <i>Hardening Soil</i> – Estaca 1	107
Tabela 6.19 – Capacidade resistente última para cada estaca e respectivo assentamento, obtidos através do Plaxis 2D v. 8 – Estaca 1.....	108
Tabela 6.20 – Parâmetros dos solos inseridos no Plaxis – Modelo de <i>Mohr-Coulomb</i> e <i>Hardening Soil</i> – Estaca 2	109
Tabela 6.21 – Capacidade resistente última para cada estaca e respectivo assentamento, obtidos através do Plaxis 2D v. 8 – Estaca 2.....	110
Tabela 6.22 – Parâmetros dos solos inseridos no Plaxis – Modelo de <i>Mohr-Coulomb</i> e <i>Hardening Soil</i> – Estaca 3	111
Tabela 6.23 – Capacidade resistente última para cada estaca e respectivo assentamento, obtidos através do Plaxis 2D v. 8 – Estaca 3.....	112
Tabela 6.24 – Parâmetros dos solos inseridos no Plaxis – Modelo de <i>Mohr-Coulomb</i> e <i>Hardening Soil</i> – Estaca 4	113
Tabela 6.25 – Capacidade resistente última para cada estaca e respectivo assentamento, obtidos através do Plaxis 2D v. 8 – Estaca 4.....	114
Tabela 6.26 – Parâmetros dos solos inseridos no Plaxis – Modelo de <i>Mohr-Coulomb</i> e <i>Hardening Soil</i> – Estaca 5	115
Tabela 6.27 – Capacidade resistente última para cada estaca e respectivo assentamento, obtidos através do Plaxis 2D v. 8 – Estaca 5.....	116
Tabela 6.28 – Capacidade resistente última para cada estaca e respectivo assentamento, obtidos através do Plaxis 2D v. 8 – Estacas 1, 2, 3, 4 e 5	118
Tabela 6.29 – Tabela resumo	Erro! Marcador não definido.

Simbologia

S.1 – Alfabeto latino

A_C	área da seção nominal do cone [L^2] (Figura 3.2)
A_N	área da seção da célula de carga [L^2] (Figura 3.2)
a, b	fatores dependentes do tipo de material (parágrafo 3.2.2.1)
C_D	coeficiente corretivo do resultado do ensaio SPT para ter em conta o diâmetro do furo de sondagem
C_E	coeficiente corretivo do resultado do ensaio SPT para ter em conta a energia de cravação
C_N	coeficiente corretivo do resultado do ensaio SPT para ter em conta a tensão efetiva vertical
C_R	coeficiente corretivo do resultado do ensaio SPT para ter em conta o comprimento do trem de varas
C_S	coeficiente corretivo do resultado do ensaio SPT para ter em conta o efeito do método de amostragem
c	coesão [FL^{-2}]
c_{ref}	coesão (Plaxis 2D v. 8) [FL^{-2}]
c'	coesão efetiva [FL^{-2}]
c_a	adesão [FL^{-2}]
c_i	adesão na interface [FL^{-2}] (parágrafo 4.2)
c_{solo}	coesão efetiva ou resistência não drenada no solo [FL^{-2}] (parágrafo 4.2)
c_u	resistência não drenada [FL^{-2}]
c_r	coesão remoldada [FL^{-2}]
D_r	densidade relativa
d	diâmetro da estaca [L]
E_{50}	módulo de deformabilidade secante, em estado triaxial, correspondente a 50% da tensão de rotura ou da tensão de desvio máxima [FL^{-2}]
E_{50}^{ref}	módulo de deformabilidade secante, em estado triaxial, correspondente a 50% da tensão de rotura, para uma tensão de referência (p^{ref}) considerada igual a 100 kPa (parâmetro do modelo <i>Hardening Soil</i>) [FL^{-2}]

E_{60}	energia de cravação correspondente a 60% de eficiência
$E_{\text{increment}}$	incremento do módulo de deformabilidade por unidade de comprimento (parâmetro do modelo <i>Mohr-Coulomb</i>) [FL^{-3}]
E_{oed}	módulo de deformabilidade edométrico [FL^{-2}]
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	módulo de deformabilidade edométrico tangente para tensão vertical igual à tensão de referência (p^{ref}) considerada igual a 100 kPa (parâmetro do modelo <i>Hardening Soil</i>) [FL^{-2}]
E	módulo de elasticidade, módulo de <i>Young</i> [FL^{-2}]
E_{ref}	módulo de elasticidade ou módulo de deformabilidade ou módulo de <i>Young</i> (Plaxis 2D v. 8) [FL^{-2}]
E_s	módulo de deformabilidade [FL^{-2}]
E_{SPT}	energia de eficiência de cravação do aparelho SPT
E_u	módulo de deformabilidade não drenado [FL^{-2}]
E_{ur}	módulo de deformabilidade na descarga-recarga (parâmetro do modelo <i>Hardening Soil</i>) [FL^{-2}]
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	módulo de deformabilidade descarga-recarga, em estado triaxial, para uma tensão vertical igual à tensão de referência (p^{ref}) considerada igual a 100 kPa (parâmetro do modelo <i>Hardening Soil</i>) [FL^{-2}]
F_r	razão atrítica no ensaio CPT
f_s	resistência lateral medida pela manga de atrito no ensaio CPT [FL^{-2}]
G	módulo de distorção [FL^{-2}]
G_{ref}	módulo de distorção (Plaxis 2D v. 8) [FL^{-2}]
K	módulo de compressibilidade volumétrica [FL^{-2}] (parágrafo 4.3.1) ou módulo de reação do solo (parágrafo 4.3.2)
K_0	coeficiente de impulso em repouso
K_0^{nc}	coeficiente de impulso em repouso em solo normalmente consolidado
k	coeficiente da Equação 3.19 que apresenta valores que variam de 0,1 a 1 de acordo com o tipo de solo (Tabela 3.6)
L	comprimento da estaca [L]
m	expoente da relação que expressa a dependência da rigidez do solo em relação ao nível de tensão (parâmetro do modelo <i>Hardening Soil</i>)
$(N_1)_{55}$	número corrigido de pancadas N_{SPT} , necessárias para uma penetração normalizada de 30 cm com um equipamento com uma eficiência energética de 55% e para uma tensão efetiva vertical de 1 atmosfera
$(N_1)_{60}$	número corrigido de pancadas N_{SPT} , necessárias para uma penetração normalizada de 30 cm com um equipamento com uma eficiência energética de 60% e para uma tensão efetiva vertical de 1 atmosfera
N_{55}	número de pancadas N_{SPT} , com um equipamento com uma eficiência energética de 55% ou número de pancadas N_{SPT} , corrigidas pelo coeficiente energético C_E , para uma eficiência de 55%

N_{60}	número de pancadas N_{SPT} , com um equipamento com uma eficiência energética de 60% ou número de pancadas N_{SPT} , corrigidas pelo coeficiente energético C_E , para uma eficiência de 60%
N_h	representa a taxa de variação do módulo de deformabilidade em profundidade
N_K	fator de capacidade resistente
N_{SPT}	número de pancadas necessárias para uma penetração de 30 cm do amostrador no solo num ensaio SPT
n_h	taxa de crescimento do módulo de reação horizontal em profundidade $[FL^{-3}]$
p'	tensão vertical média efetiva $[FL^{-2}]$ (parágrafo 3.2.2.1)
p'_{ref}	tensão de referência para a rigidez, considerada igual a 100kPa (parâmetro do modelo <i>Hardening Soil</i>) $[FL^{-2}]$
Q	carga aplicada durante o ensaio de carga $[F]$
Q_b	capacidade resistente de ponta da estaca $[F]$
Q_c	capacidade resistente da estaca $[F]$
Q_s	capacidade resistente lateral da estaca $[F]$
Q_u	capacidade resistente última da estaca $[F]$
$Q_{u,med}$	capacidade resistente última média da estaca $[F]$
q	tensão de desvio $[FL^{-2}]$
q_a	assíntota da hipérbole no modelo <i>Hardening Soil</i> $[FL^{-2}]$
q_c	resistência de ponta ou do cone do ensaio CPT $[FL^{-2}]$
q_{c1}	valor de q_c corrigido para uma tensão efetiva vertical de 1 atmosfera $[FL^{-2}]$
q_f	valor máximo da tensão de desvio $[FL^{-2}]$
q_s	resistência lateral unitária $[FL^{-2}]$
q_t	resistência total de ponta ou do cone no ensaio CPTU (corrigida para ter em conta a pressão da água no filtro anelar) $[FL^{-2}]$
q_{t1}	valor de q_t corrigido para uma tensão efetiva vertical de 1 atmosfera $[FL^{-2}]$
R_{inter}	fator de redução de resistência na interface estaca/terreno
R_f	coeficiente de rotura, que relaciona a tensão deviatórica na rotura com a assíntota da hipérbole que traduz a relação tensão-deformação (parâmetro do modelo <i>Hardening Soil</i>)
s	assentamento da estaca $[L]$
u	pressão intersticial $[FL^{-2}]$
y	profundidade na camada de um determinado tipo de solo $[L]$
y_{ref}	nível de referência do estrato de solo (parâmetro do modelo <i>Mohr-Coulomb</i>) $[L]$

S.2 – Alfabeto grego

α	fator de adesão
γ	distorção

γ_h	peso volúmico aparente húmido do solo [FL ⁻³]
γ_{sat}	peso volúmico aparente saturado do solo [FL ⁻³]
δ	ângulo de atrito solo-estaca [°]
ε_l	extensão axial
ε_v	deformação volumétrica
ν	coeficiente de <i>Poisson</i>
ν_s	coeficiente de <i>Poisson</i> do solo
ν_u	coeficiente de <i>Poisson</i> não drenado
ν_{ur}	coeficiente de <i>Poisson</i> em descarga-recarga
σ_1	tensão axial [FL ⁻²]
σ_3	tensão radial [FL ⁻²]
σ'_3	tensão efetiva de confinamento [FL ⁻²]
σ_{atm}	pressão atmosférica [FL ⁻²]
σ_{v0}	tensão vertical total [FL ⁻²]
σ'_{v0}	tensão vertical efetiva [FL ⁻²]
ϕ	ângulo de resistência ao corte [°]
ϕ_i	ângulo de atrito na interface [°] (parágrafo 4.2)
ϕ_{solo}	ângulo de resistência ao corte [°] (parágrafo 4.2)
ϕ'	ângulo de resistência ao corte efetivo [°]
ϕ'_{cv}	ângulo de resistência ao corte efetivo de volume constante [°]
ϕ'_p	ângulo de resistência ao corte efetivo de pico [°]
ϕ'_r	ângulo de resistência ao corte residual [°]
ϕ_u	ângulo de resistência ao corte em condições não drenadas [°]
ψ	ângulo de dilatação [°]

S.3 – Abreviaturas

AGISCO	<i>Advanced Geotechnical Instrumentation Systems & Consulting</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CBR	índice CBR (95% Ensaio Proctor Modificado)
CHT	<i>Cross Hole Seismic Test</i>
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
CPTU	<i>Cone Penetration Test</i> (piezocone com medição da pressão intersticial)
CRP	<i>Constant Rate of Penetration Test</i>
DHT	<i>Down Hole Seismic Test</i>
HS	<i>Modelo Hardening Soil</i>

LCPC	<i>Labaratoire Central des Ponts et Chaussées</i>
MC	<i>Modelo Mohr-Coulomb</i>
MEF	<i>Método de Elementos Finitos</i>
MLT	<i>Maintained Loading Test</i>
PTA	<i>Purified Terephthalic Acid</i>
PDA	<i>Pile Driving Analyzer</i>
QML	<i>Quick Maintained Load Test</i>
SBPT	<i>Selfboring Pressuremeter Test</i>
SML	<i>Slow Maintained Load Test</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>

S.4 – Outros símbolos

ML	silte de baixa plasticidade
NC	normalmente consolidado
OC	sobreconsolidado
OCR	grau de sobreconsolidação
SP-SM	areia mal graduada com silte
v.	versão
vs.	<i>versus</i>
%	percentagem
°	graus

Capítulo 1

Considerações iniciais

1.1 Introdução

A avaliação da capacidade resistente última de estacas isoladas em compressão é um tema de estudo que continua a despertar o interesse dos investigadores. Isto significa que não existem ainda hoje soluções satisfatórias e consensuais para avaliar a carga última de estacas em compressão, o que se pode justificar por razões de diversa natureza mas, principalmente, associadas a dificuldades de caracterização dos maciços envolvidos e dos efeitos dos processos de execução na alteração das suas características e respetiva evolução no tempo. Existindo diversas formas de a avaliar, os ensaios de carga constituem sempre a melhor opção. Contudo, por razões de custo e morosidade das operações envolvidas, tal nem sempre é possível.

A prática habitual tem-se desenvolvido no sentido de a realização dos ensaios de carga não obrigar à utilização de carregamentos que induzam o colapso das estacas, pois considera que desde que a estaca apresente comportamento adequado para níveis de carregamento da ordem de 1,5 a 2 vezes a carga máxima de serviço, estimada para o período da sua vida útil, os ensaios podem ser interrompidos sem se atingirem valores últimos.

Define-se capacidade resistente, de acordo com a NP EN 1997-1 (2010), como sendo a capacidade de um elemento ou de uma secção transversal de um elemento de uma estrutura para suportar ações sem sofrer rotura mecânica, por exemplo capacidade resistente do terreno ao carregamento, capacidade resistente à flexão, capacidade resistente à encurvadura e capacidade resistente à tração.

Deve notar-se, contudo, que no caso de elementos de fundação, neste caso estacas sujeitas a cargas de compressão, a definição de capacidade resistente (última/de colapso/de rotura) enquadra na definição anterior e, no contexto do presente trabalho, apenas no que se refere à capacidade

resistente última associada a um estado limite último por insuficiente capacidade resistente do terreno de fundação.

Quer isto dizer que não se pretendem avaliar, no âmbito da presente dissertação, valores últimos associados a rotura estrutural das estacas (estado limite último associado a insuficiente resistência à compressão do material que constitui o fuste das estacas ou a problemas de encurvadura), nem a assentamentos excessivos não tolerados pelas estruturas suportadas.

Os programas de elementos finitos permitem realizar análises em tensão/deformação e têm sido utilizados com sucesso no estudo de estacas carregadas axialmente, pois a sua constante evolução tem permitido incluir modelos constitutivos que têm em conta a não linearidade do comportamento dos solos e também do material que constitui a estaca, permitindo, deste modo, simular adequadamente as condições geotécnicas e as condições de carregamento.

Deve notar-se, contudo, que o elevado potencial dos programas de cálculo hoje em dia disponíveis não tem sido acompanhado pela evolução das tecnologias associadas à caracterização geotécnica, quer no campo, quer em laboratório, a que acrescem dificuldades relacionadas com a não heterogeneidade e anisotropia dos maciços. Por outro lado, não é possível reproduzir nas modelações numéricas os efeitos dos diferentes processos de instalação das estacas (a não ser através de procedimentos de base empírica e/ou experimental), que se sabe influenciarem, muitas vezes de forma muito significativa, as análises teóricas.

Acresce ainda que, na generalidade dos casos, por razões de custos, tempo e outras, as campanhas de prospeção e ensaios incluem apenas ensaios expeditos de caracterização física e mecânica dos maciços, que não atendem à necessidade posterior de fundamentar cálculos teóricos que precisam de parâmetros que aqueles ensaios não permitem avaliar de forma adequada.

A presente dissertação desenvolve-se sobre resultados de seis ensaios de carga que não atingiram a carga última/de colapso/de rotura das estacas. Note-se que, na bibliografia, a definição de critérios para estabelecer aquele valor se encontra geralmente associada a condições de funcionalidade das estruturas suportadas e não ao colapso das estacas associado a insuficiente capacidade resistente dos terrenos de fundação, ou mesmo a insuficiente capacidade resistente do material que constitui o fuste (rotura estrutural).

Este trabalho tem como ponto de partida a dissertação de mestrado desenvolvida por Franco (2011), onde o autor usou os mesmos seis ensaios de carga e avaliou a carga última das estacas associada a insuficiente capacidade resistente do terreno, usando dois tipos de abordagens: métodos de extrapolação para obtenção da carga última tendo por base ensaios de carga que não atingiram a rotura e métodos baseados em resultados de ensaios de campo: SPT e CPT.

Pretende-se neste trabalho avaliar a carga última teórica das seis estacas submetidas a ensaio de carga através de análises em tensão/deformação para, em seguida, as comparar com os resultados obtidos por Franco (2011), onde os ensaios de carga não atingiram a carga última das estacas, as comparações de resultados envolvem apenas valores teóricos, não confirmados experimentalmente.

Os ensaios de carga em causa foram realizados em Portugal. No nosso país, os ensaios de campo correntes têm sido os ensaios SPT, ainda que, em anos mais recentes, os ensaios CPT ou CPTU tenham vindo a adquirir mais interesse por parte da comunidade geotécnica. Apesar de os ensaios CPT ou CPTU dificilmente conseguem penetrar em estratos de consistência média a elevada e os ensaios SPT conduzem em regra a valores de nega.

Contudo, na generalidade dos casos práticos, e tal como nos seis ensaios referidos, são resultados deste tipo de ensaios de campo que estão disponíveis e têm de servir de base à definição dos parâmetros geotécnicos necessários.

Consoante o tipo de cálculo que se pretende realizar, assim se necessita de um conjunto mais ou menos alargado de parâmetros. Não correspondendo ao melhor enquadramento para o desenvolvimento de análises em tensão/deformação, esta situação corresponde à generalidade das condições que fundamentam muitos projetos de fundações em estacas em Portugal e é sobre esta realidade que se pretende tirar algumas conclusões.

No âmbito desta dissertação, vai assim procurar-se encontrar, com base em resultados de campo nem sempre adequados ao tipo de terrenos envolvidos e ao tipo de modelações numéricas disponíveis em programa de cálculo comercial, os parâmetros mecânicos dos solos.

O programa Plaxis 2D v. 8 disponibiliza, entre outros, os modelos de *Mohr-Coulomb* e *Hardening Soil*. O modelo de *Mohr-Coulomb* envolve a definição de cinco parâmetros, ou seja, o módulo de deformabilidade, o coeficiente de *Poisson*, a coesão, o ângulo de resistência ao corte e o ângulo de dilatação, enquanto que o modelo de *Hardening Soil* obriga a definição de três módulos de deformabilidade além de utilizar a envolvente de rotura de acordo com o critério de *Mohr-Coulomb*, considerando também os parâmetros de coesão, ângulo de resistência ao corte e a dilatação.

Note-se que o modelo de *Hardening Soil* tem por base um conjunto de parâmetros cuja obtenção pressupõe a realização de ensaios triaxiais representativos, os quais devem ainda impor aos provetes de solo sob ensaio as trajetórias de tensão a que os terrenos são sujeitos por efeito das obras neles apoiadas ou inseridas.

Face ao tipo de ensaios de campo disponíveis e à ausência de resultados laboratoriais, a atribuição dos parâmetros mecânicos para descrever o comportamento dos solos envolvidos baseia-se na utilização de correlações e de procedimentos habituais em projeto.

Note-se contudo que, em projeto, e no âmbito da Engenharia Civil, os cálculos são geralmente conservativos, pelo que quer as correlações quer os procedimentos habituais envolvem uma reserva de segurança não quantificada que, numa perspetiva de avaliação de cargas últimas, colocam os resultados, em princípio, aquém dos valores últimos que se pretendem avaliar.

1.2 Metodologia

A metodologia utilizada nesta dissertação para avaliar a capacidade resistente última das estacas tem por base o programa computacional Plaxis 2D v. 8, para simular o comportamento de estacas de betão armado sujeitas a carregamento estático em compressão, em diversos tipos de solo.

Nos casos de obra apresentados e modelados no Plaxis 2D v. 8 sujeitaram-se as estacas a um carregamento crescente, até se esgotar a sua capacidade resistente por insuficiente capacidade resistente dos terrenos de fundação, tendo-se em conta a informação geotécnica disponível em cada caso.

1.3 Objetivos

O objetivo central desta dissertação é avaliar a capacidade resistente última de estacas em compressão usando análises em tensão/deformação, tendo como base seis ensaios de carga estáticos de estacas em compressão que não atingiram a rotura, envolvendo estacas de diâmetro 0,80 m, diferentes comprimentos, tecnologias de execução e que atravessam diferentes tipos de terrenos com diferentes características geológico/geotécnicas, pretendendo-se:

- estimar a capacidade resistente última tendo por base o programa de elementos finitos Plaxis 2D v. 8;
- comparar a capacidade resistente última tendo como base o Plaxis 2D v. 8, com os resultados obtidos por Franco (2011), para as mesmas estacas, através de métodos de extrapolação sobre curvas carga vs. assentamento experimentais que não atingiram a rotura e através de métodos baseados em ensaios de campo SPT e CPT;
- concluir acerca da validade dos resultados obtidos.

1.4 Organização da dissertação

A dissertação encontra-se dividida em seis capítulos para além do presente, onde são apresentadas algumas considerações relativas ao âmbito e objetivos desta dissertação, assim como à sua estrutura.

De seguida, no Capítulo 2, faz-se uma revisão bibliográfica sumária sobre estacas e ensaios de carga, procurando abordar-se os aspetos relevantes relacionados com o assunto que se pretende estudar.

O Capítulo 3 descreve, de forma genérica, os ensaios de campo SPT e CPT, e apresenta correlações para avaliar os parâmetros geotécnicos dos solos. Estas correlações, desenvolvidas com base em resultados obtidos no campo através de ensaios SPT e CPT, possibilitam a modelação dos casos de obra, que são apresentados no Capítulos 5 e 6.

O Capítulo 4 descreve de forma simplificada os procedimentos numéricos e os modelos constitutivos do programa de elementos finitos Plaxis 2D v. 8.

Os casos de obra são descritos nos Capítulos 5 e 6, onde se apresenta a caracterização geológico/geotécnica dos terrenos envolvidos, a caracterização geométrica e mecânica das estacas e a avaliação da carga resistente última das estacas através da utilização do programa de elementos finitos Plaxis 2D v. 8.

No Capítulo 5 avalia-se a capacidade resistente última de uma estaca para quatro hipóteses de estudo, variando entre elas os parâmetros geotécnicos alcançados através de propostas apresentadas na literatura e estimados a partir de ensaios *in situ* SPT e CPT. Os resultados obtidos são comparados com os obtidos por Franco (2011). Para cada hipótese de estudo, realizou-se uma primeira modelação com o modelo constitutivo de *Mohr-Coulomb* e posteriormente com o modelo de *Hardening Soil*, para descrever o comportamento dos solos.

O Capítulo 6 apresenta a mesma metodologia do capítulo anterior mas, neste caso, os parâmetros geotécnicos foram estimados tendo apenas por base resultados de ensaios SPT.

Finalmente, no Capítulo 7, são apresentadas as conclusões do trabalho e sugestões para desenvolvimentos futuros.

Capítulo 2

Estacas e ensaios de carga

2.1 Introdução

De acordo com o tema desta dissertação é necessário avaliar a carga última teórica de estacas isoladas em compressão para comparação com resultados obtidos por Franco (2011), tendo por base ensaios de carga que não atingiram a rotura.

A avaliação teórica desenvolvida no âmbito deste trabalho é baseada numa modelação numérica por elementos finitos dos diferentes casos, tendo-se usado o programa Plaxis 2D versão 8.

Neste capítulo apresenta-se uma breve revisão bibliográfica sobre fundações por estacas e ensaios de carga, estáticos e dinâmicos.

2.2 Fundações por estacas

As fundações podem ser classificadas como fundações diretas ou superficiais e indiretas ou profundas, de acordo com a forma de transferência de cargas entre a estrutura e o solo. Se o terreno superficial apresentar características mecânicas adequadas, o tipo de fundação utilizada pode ser superficial, como por exemplo as sapatas, que são assentes no terreno, após remoção da terra vegetal e dos terrenos mais superficiais, geralmente soltos ou de baixa consistência, normalmente a profundidades entre 1 e 2,5 m.

Quando a camada superficial com piores características atinge vários metros de espessura, não é usualmente viável remover essa camada para a execução de fundações superficiais. Recorre-se

habitualmente a fundações profundas, onde se enquadram as estacas. Estas são executadas por equipamentos ou ferramentas a partir da superfície.

Varatojo (2005) salienta que devem usar-se estacas, nas seguintes situações:

- quando uma ou mais camadas superficiais são muito compressíveis e/ou apresentam reduzida resistência para suportar as cargas transmitidas pelas estruturas;
- a estrutura a ser projetada é muito sensível aos assentamentos estimados;
- quando se prevê a ocorrência de assentamentos diferenciais significativos, devido à variabilidade das condições do terreno ou das cargas a transmitir ao terreno;
- quando as cargas da estrutura são essencialmente horizontais ou de tração;
- quando financeiramente não compensa a realização de fundações superficiais ou a realização em terrenos adequados é difícil de executar.

As estacas são elementos verticais ou com uma ligeira inclinação, esbeltas (a relação comprimento (L)/diâmetro (d) é geralmente da ordem de: $L/d \geq 8$) e podem atingir comprimentos de várias dezenas de metros. Possuem a desvantagem de serem mais dispendiosas que as fundações superficiais mas, apesar do custo, muitas vezes são necessárias para garantir a segurança estrutural. Os materiais empregues podem ser madeira, aço, betão armado, entre outros.

De acordo com as características dos terrenos atravessados e dos carregamentos axiais de compressão, surge a designação de estaca ponta, que são estacas apoiadas em maciço “firme”, logo transmitem as cargas da estrutura ao terreno essencialmente através da sua extremidade inferior. Em alternativa, têm-se as estacas flutuantes, em que a resistência é garantida fundamentalmente pela mobilização da resistência lateral, logo, são utilizadas quando não existe maciço “firme” ou este aparece a profundidades muito elevadas.

A capacidade resistente de uma estaca em compressão (Q_c) é determinada somando a capacidade resistente lateral da estaca (Q_s) com a de ponta (Q_b). Caso seja uma estaca de ponta, existe uma maior contribuição da parcela Q_b como é lógico, não sendo significativa a contribuição da resistência lateral para o cálculo. O contrário acontece com as estacas flutuantes. No caso das estacas mistas, a contribuição das duas parcelas é da mesma ordem de grandeza.

A NP EN 1997-1 (2010) faz referência a três tipos de estaca, apesar de não definir o significado dos termos, sendo elas: as estacas cravadas (instaladas sem extração do terreno), as instaladas com extração do terreno e as construídas com recurso a trado contínuo.

Alguns autores definem simplesmente duas categorias, incluindo as estacas construídas com recurso a trado contínuo na categoria das estacas instaladas com extração do terreno.

2.3 Ensaios de carga

Os ensaios de carga consistem na aplicação de uma série de valores de carga e medição de algumas grandezas que, no mínimo, podem incluir apenas os assentamentos correspondentes ao nível da cabeça das estacas, para obter uma curva carga vs. assentamento da estaca sujeita a ensaio.

Os ensaios de carga realizados em estacas podem ter como principal objetivo avaliar a sua carga de colapso mas, na prática, a generalidade dos ensaios apenas pretende avaliar curvas carga vs. assentamento para níveis de carregamento que se afastam bastante de valores últimos. Genericamente, os ensaios de carga podem ser de dois tipos: os ensaios de carga estáticos e os ensaios de carga dinâmicos. Estes dois tipos de ensaios de carga estão previstos na norma NP EN 1997-1 (2010).

A NP EN 1997-1 (2010) indica as condições para as quais os ensaios de carga em estacas devem ser efetuados. Em resumo:

- quando existe um tipo de estaca ou método de instalação para os quais não exista experiência comparável;
- quando as estacas ainda não foram ensaiadas em condições semelhantes;
- quando as estacas vão ser sujeitas a carregamentos onde não existe experiência comparável para efetuar o dimensionamento com suficiente confiança;
- quando as observações durante a instalação indicam comportamentos que se desviam desfavoravelmente do comportamento previsto.

De acordo com a NP EN 1997-1:2010, os ensaios de carga em estacas podem ser utilizados para avaliar a adequação do método construtivo, para determinar a resposta ao carregamento, tanto em termos de assentamentos como de carga limite, de uma estaca representativa e do respetivo terreno circundante e para permitir um juízo sobre o conjunto da fundação por estacas.

Na maioria dos projetos de grandes dimensões, deve ser realizado um número específico de ensaios de carga. A principal razão é a falta de fiabilidade dos métodos de cálculo.

Em obra, caso se opte por realizar apenas um ensaio de carga, a estaca a ensaiar deve localizar-se na zona onde se presume existirem as condições de terreno mais adversas. No caso de se efetuarem ensaios de carga em duas ou mais estacas, estes devem ser representativos do terreno de fundação, devendo uma delas localizar-se na zona onde se presume existirem as condições de terreno mais adversas, como é indicado na NP EN 1997-1:2010.

2.3.1 Ensaio de carga estático

Os ensaios de carga estáticos englobam diferentes métodos de ensaio, onde o princípio básico é o mesmo: uma estaca é carregada para além da carga a que vai estar sujeita durante o período da sua vida útil, sendo que esse carregamento não pode produzir movimentos dinâmicos na estaca.

De acordo com a norma NP EN 1997-1 (2010), idealmente, e no caso de estacas experimentais, o carregamento deve ser tal que permita obter conclusões também sobre a carga última (de rotura ou colapso).

Este ensaio consiste, de modo geral, em colocar sobre uma estaca experimental um sistema de reação, com capacidade de suporte usualmente da ordem de duas vezes a carga máxima de serviço da estaca. A estaca pode ser instrumentada com diferentes tipos de equipamentos. Todos os resultados, incluindo o tempo, são hoje em dia habitualmente recolhidos por uma unidade de aquisição de dados, onde são processados através de um sistema de aquisição automático de resultados. O principal resultado obtido é a curva carga vs. assentamento, que representa o comportamento da estaca sob o carregamento estático previamente estabelecido, geralmente com vários patamares de carga e descarga.

Quando na curva carga vs. assentamento experimental a carga aumenta até um ponto onde a partir do qual ao traçar uma tangente à curva esta se torna praticamente vertical, essa carga corresponde à carga última da estaca. Em muitos casos, contudo, a última fase da curva carga vs. assentamento é quase linear, mostrando um grande assentamento para um pequeno incremento de carga, não havendo assim possibilidade de estabelecer um valor de carga última (Das, 2007).

Day (2009) refere que, na maioria dos casos, o objetivo é não ocorrer a rotura da estaca experimental. A vantagem deste tipo de abordagem é que as estacas experimentais podem ser deixadas no local e utilizadas como parte das fundações da obra a construir.

A principal vantagem dos ensaios estáticos consiste em conseguir simular, em verdadeira grandeza, os carregamentos tipo associados a determinado tipo de construção e observar o comportamento da estaca a esse carregamento. Possuem como maior desvantagem exigirem uma montagem complexa e serem ensaios caros e demorados. Assim, são habitualmente realizados em obras de grande porte, como por exemplo, pontes, viadutos e edifícios de grande envergadura ou em situações de terrenos particularmente complexos.

O tipo mais comum de ensaio de carga estático, em que se pretende avaliar o comportamento de uma estaca em compressão, é o *Standard Method of Testing Piles under Static Axial Compressive*

Load, que se encontra padronizado na ASTM D 1143-81 (1989) e é referido na NP EN 1997-1 (2010).

Nos casos de obra estudados, onde se realizaram ensaios de carga de compressão axial estática, a carga aplicada não foi suficiente para provocar a rotura das estacas. Nestes casos, a carga de rotura pode ser avaliada através de diversos métodos, entre eles métodos baseados na extrapolação da curva carga vs. assentamento, métodos geralmente utilizados na prática da engenharia e associados à realização de ensaios do terreno, ou, ainda, através dos conceitos da Mecânica dos Solos clássica. Os dois primeiros tipos de métodos foram usados por Franco (2011) para os casos de obra analisados no âmbito da presente dissertação.

Nesta dissertação efetuaram-se análises em tensão/deformação, tendo por base uma caracterização mecânica dos terrenos, obtida através da realização de ensaios de campo (SPT e CPT).

2.3.1.1 Sistemas de reação

A carga estrutural que as fundações necessitam de acomodar podem ser de compressão, tração e/ou lateral. A fim de reproduzir essas cargas, muitas vezes bastante elevadas, diversas metodologias foram propostas, pelo que os sistemas de reação devem permitir aplicar os carregamentos previstos de acordo com os respetivos planos de carga estabelecidos nos correspondentes cadernos de encargos.

De acordo com Poulos e Davis (1980), existem basicamente quatro tipos de sistemas de reação para a aplicação de cargas em ensaios de carga axiais de compressão, sendo eles:

- a forma mais simples é a construção de uma "caixa" em cima da cabeça da estaca, onde se coloca dentro desta um material de peso volúmico conhecido, denominado *Kentledge* (termo em inglês);
- em cima da estaca é construída uma estrutura, assente em apoios temporários, a qual é carregada com pesos; O êmbolo do macaco hidráulico, colocado sobre a cabeça da estaca, vai suportar a reação total, igual ao peso da estrutura metálica e da carga que sobre esta é colocada; É recomendado que os apoios temporários devem estar distanciados da estaca experimental de uma distância mínima de 1,3 m ou de 3 vezes o diâmetro (d) das estacas, consoante o que for superior, para minimizar efeitos que podem afetar a resposta da estaca experimental, Figura 2.1, a);
- são construídas duas estacas de reação, uma de cada lado da estaca experimental, capazes de trabalhar à tração, solidarizadas entre si e a estaca experimental através de uma estrutura metálica rígida; Um macaco hidráulico instalado na cabeça da estaca experimental aplica a

carga e obtém reação contra a parte inferior da estrutura metálica; As estacas de reação devem estar a uma distância suficiente para não interferirem com a estaca experimental, de pelo menos 1,5 m ou de 5 diâmetros da estaca experimental, Figura 2.1, b);

- são executadas uma série de ancoragens de reação no terreno, as quais transferem as cargas para os estratos subjacentes mais resistentes; Como a parte superior dos cabos das ancoragens não transferem cargas para o terreno (zona de comprimento livre), as ancoragens podem ser executadas mais próximas da estaca experimental do que as estacas de reação; As ancoragens de reação encontram-se de preferência a uma distância de pelo menos 2,0 m ou de 3 diâmetros da estaca experimental, Figura 2.1, c).

2.3.1.2 Instrumentação

Para se garantirem resultados apropriados e fiáveis, o sistema de instrumentação da estaca deve ser compatível com os objetivos do ensaio. Por isso, aspetos importantes como seleção de dispositivos e métodos de instalação devem ser cuidadosamente considerados.

Na maioria dos casos, são utilizadas células de carga para medir as cargas aplicadas, ainda que quando a precisão não é uma grande preocupação, um macaco hidráulico calibrado, também pode ser usado.

Quando apenas se pretende conhecer os assentamentos das cabeças das estacas, as medições podem ser realizadas por métodos topográficos e/ou através do recurso a defletómetros. Existindo vários defletómetros, é possível controlar também a eventual rotação da superfície onde se aplicam as cargas. Para este efeito, a utilização de inclinómetros também pode justificar-se.

Os extensómetros são utilizados para analisar a transferência das cargas aos terrenos em profundidade, desde que a relação tensão-deformação do material, sobre o qual estão montados, seja conhecida com precisão adequada. As suas principais vantagens são que eles podem ser colocados a qualquer profundidade das estacas, e que, devido ao seu custo limitado, as medições podem ser realizadas em várias localizações diferentes.

Os extensómetros podem ser fixos ou amovíveis. No caso dos fixos, estes encontram-se solidarizados à armadura longitudinal antes da betonagem da estaca e, os móveis, encontram-se instalados no interior de tubos metálicos previamente colocados na estaca antes da betonagem.

Podem ainda utilizar-se os inclinómetros para avaliar as deformações horizontais sofridas pelo fuste das estacas e em profundidade.

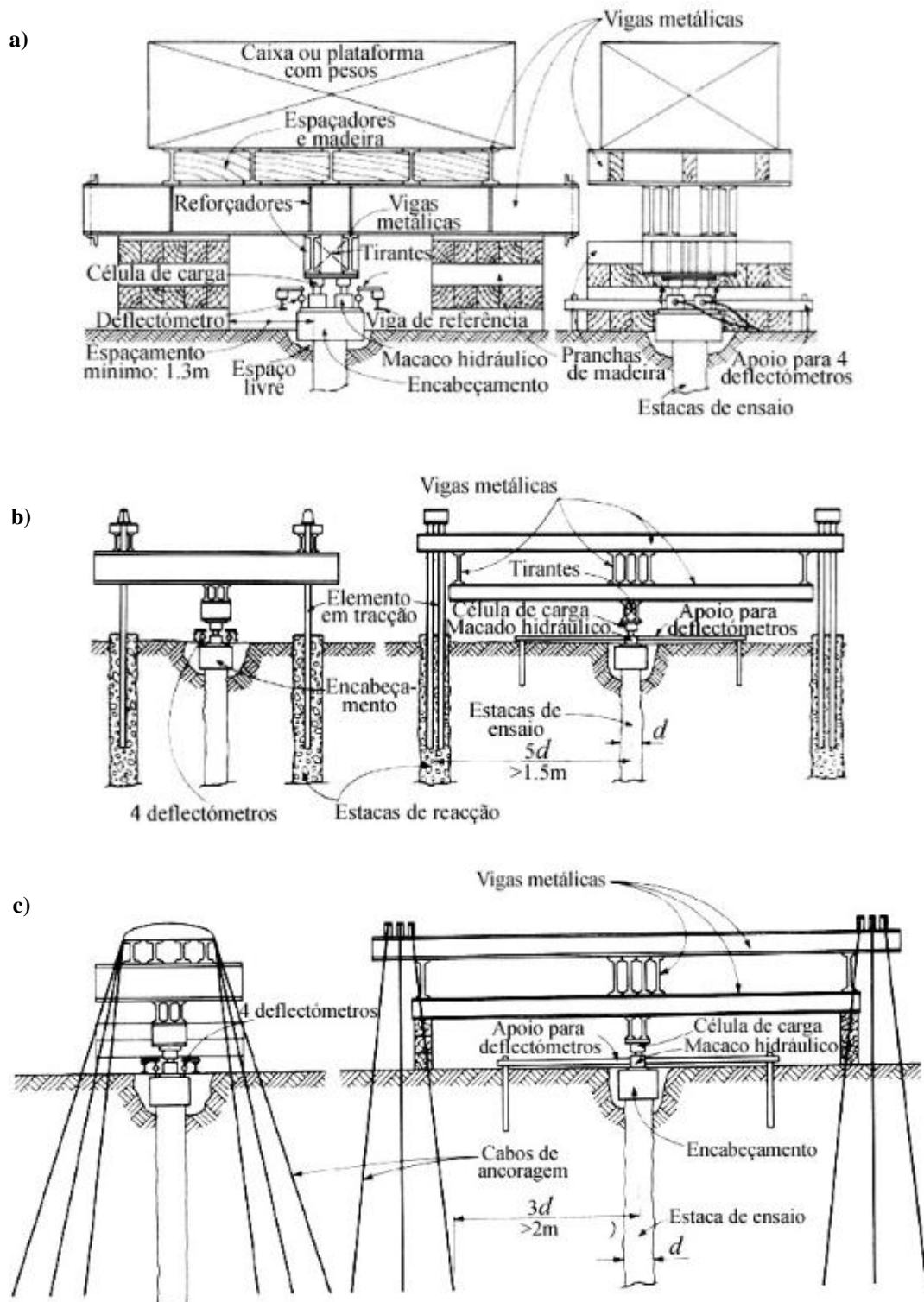


Figura 2.1 – Representação esquemática de algumas montagens para realizar ensaios de compressão axial; a) Sistema de apoios temporários; b) Estacas de reação; c) Ancoragens de reação [adaptado de Tomlinson, 1981]

De acordo com o tema desta dissertação, apenas interessa conhecer registos experimentais dos ensaios de carga no que se refere a assentamentos da cabeça das estacas ensaiadas e as cargas aplicadas no decorrer dos ensaios, ainda que, noutras circunstâncias, seja também necessário colher informação sobre os mecanismos de transferência de carga e, para tal, a estaca deve ser adequadamente instrumentada.

No caso de obra analisado no Capítulo 5, os registos experimentais apenas incluem os valores das cargas aplicadas no decorrer do ensaio e correspondentes valores de assentamento tomado ao nível da cabeça da estaca, por equipamento topográfico.

No caso de obra analisado no Capítulo 6, as estacas foram instrumentadas e ensaiadas de acordo com a prática habitual do LCPC (*Labaratoire Central des Ponts et Chaussées*), a qual inclui, para além dos registos de carga aplicada e dos assentamentos da cabeça das estacas (usando defletómetros para o efeito), a leitura e registo de resultados a partir dos denominados "extensómetros amovíveis", os quais permitem conhecer, em profundidade, a transferência de cargas para os terrenos no decorrer dos ensaios. Os equipamentos usados e a metodologia de interpretação dos resultados no relatório, seguem, quer ao nível do plano de cargas quer do tratamento da informação recolhida, a experiência daquele laboratório francês. Como no âmbito do presente trabalho apenas se pretendem avaliar cargas últimas, sem distinção da evolução dos processos de transferência de cargas para os terrenos, parte da informação disponível nesse relatório não foi utilizada.

2.3.1.3 Tipos de ensaios de carga estáticos

Existem diversos tipos de ensaios de carga em estacas, sendo os mais usuais, de acordo com a generalidade da bibliografia estudada, os ensaios com taxa de penetração constante (*Constant Rate of Penetration Test – CRP*) e os ensaios com patamares de carga crescentes (*Maintained Loading Test – MLT*). O método MLT é utilizado para ensaios de carga lateral e vertical, quer de compressão, quer de tração, enquanto que o método CRP é aplicado apenas a ensaios de carga axial à compressão. Este tipo de ensaio não é habitualmente realizado em Portugal, verificando-se até que todos os ensaios de carga analisados na presente dissertação correspondem a ensaios MLT, ainda que seguindo planos de carga diferentes.

2.3.1.3.1 Constant Rate of Penetration Test – CRP

De modo resumido, no ensaio CRP, a força de compressão é progressivamente aumentada para fazer a estaca penetrar no terreno a uma velocidade constante a partir da posição inicial.

Normalmente, são utilizadas velocidades de penetração de 0,25 a 1,25 mm/min para solos argilosos e de 0,75 a 2,5 mm/min para solos granulares (ASTM D 1143-81, 1989). Esta força é usualmente aplicada através de um macaco hidráulico e o assentamento da cabeça da estaca é medido a partir de um defletómetro instalado numa viga de referência.

Este tipo de ensaio tem especial interesse na fase de projeto, pois permite a avaliação da carga de rotura da estaca. Dada a sua rapidez de execução (3 a 5 horas para ser concluído), fenómenos de consolidação ou fluência não perturbam de forma significativa a interpretação dos resultados obtidos, sendo esta a sua maior vantagem, além de ser um procedimento relativamente económico.

No entanto, tem a desvantagem de não fornecer, muitas vezes, de forma clara, a relação entre a carga aplicada e os assentamentos da estaca (Prakash e Sharma, 1990).

2.3.1.3.2 *Maintained Loading Test – MLT*

Este é o tipo de ensaio mais utilizado, sendo o realizado para os casos de obra apresentados nos capítulos seguintes.

Existe o método *Slow Maintained Load Test* (SML) e o método *Quick Maintained Load Test* (QML). Será apenas abordado o método QML, pois este método de ensaio é normalmente considerado como o método de ensaio *ASTM Standard*, de acordo com o ASTM D 1143-81 (1989).

O ensaio QML consiste na aplicação da carga em oito incrementos iguais sucessivos, até atingir duas vezes a carga de serviço prevista para o caso de uma estaca isolada e de 1,5 vezes para o caso de grupos de estacas, desde que até esses valores não tenha ocorrido a rotura estrutural da(s) estaca(s).

A NP EN 1997-1 (2010) recomenda o procedimento publicado na *ASTM Geotechnical Testing Journal* em Junho de 1985: *Axial Pile Loading Test, Suggested Method*. Nos parágrafos seguintes passa-se a descrever genericamente o procedimento.

Inicialmente, a carga deve ser aplicada em 8 incrementos sucessivos, sendo que cada escalão de carga deve ser mantido constante até virtualmente cessar o assentamento, isto é, a carga deve ser mantida até a taxa de assentamento ser inferior a 0,25 mm/h, mas não mais do que 2 horas, antes da aplicação de novo escalão de carga.

Caso tenha sido atingida a rotura estrutural da estaca, o ensaio deve continuar até se atingir um assentamento da ordem de 15% do diâmetro da estaca.

Caso não tenha sido atingida a rotura estrutural da estaca, a carga total deve de ser mantida durante 24 horas e os assentamentos devem ser registados em intervalos não superiores a 12 horas.

Após o tempo de retenção necessário, procede-se à descarga. Esta deve ser realizada em 4 patamares com 1 hora de intervalo entre cada decréscimo.

Após o primeiro ciclo carga/descarga sem ocorrer a rotura, a estaca é novamente recarregada em 4 incrementos iguais até atingir duas vezes a carga de serviço com 20 min de intervalo entre cada patamar de carga. Em seguida, aumenta-se a carga em incrementos de 10% da carga de serviço em intervalos de 20 min cada, até se atingir a rotura da estaca ou das estacas do grupo ou a carga máxima estabelecida.

Se eventualmente não tiver ocorrido a rotura, a carga deve de ser mantida durante 2 horas nesse último escalão e descarregada em 4 incrementos de carga iguais, com intervalos de 20 min cada.

Há que ter em nota que as leituras dos valores do assentamento devem ser efetuadas imediatamente antes e após cada incremento de carga ou de descarga.

Segundo Prakash e Sharma (1990) a principal desvantagem deste método é que é muito demorado, exigindo cerca de 40 a 70 horas ou mais para ser concluído.

Deve notar-se que os ensaios de carga analisados no âmbito dos Capítulos 5 e 6 deste trabalho decorreram com planos de carga que não correspondem à descrição anterior.

2.3.2 Ensaio de carga dinâmico

Normalmente, a capacidade resistente das estacas é avaliada através de ensaios de carga estáticos, mas, nos dias de hoje, devido a diversos fatores como prazos de execução das obras e questões económicas, têm vindo a ser complementados, e até algumas vezes substituídos, por ensaios de carga dinâmicos.

Há que notar que, apesar dos ensaios de carga dinâmicos serem mais rápidos, mais económicos e não causarem transtornos às obras, não exigindo assim a paragem dos equipamentos ao redor da estaca a ensaiar, se se desejar avaliar a carga de rotura de uma estaca é necessário, neste caso, efetuar ensaios de carga estáticos.

De acordo com a NP EN 1997-1 (2010), a metodologia do ensaio de carga dinâmico encontra-se normalizada através da norma ASTM D 4945-00, *Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles*.

A NP EN 1997-1:2010 também indica que os ensaios de carga dinâmicos podem ser utilizados para estimar a capacidade resistente à compressão desde que tenha sido realizado um estudo adequado de caracterização do terreno no local e o método de ensaio tenha sido calibrado em relação ao ensaio de carga estático efetuado sobre estacas do mesmo tipo, com secção transversal e comprimento semelhantes e em condições comparáveis de solos.

O ensaio de carga dinâmico difere essencialmente do ensaio de carga estático pelo facto de o carregamento ser aplicado dinamicamente. Pode dizer-se que o princípio de execução do ensaio é relativamente simples, uma vez que consiste apenas na geração de uma perturbação na cabeça da estaca, que se propaga, em forma de uma onda, ao longo do seu fuste.

Esta perturbação pode ser gerada por um equipamento de cravação de estacas. Neste caso, o equipamento já se encontra na obra e o próprio processo construtivo pode constituir um ensaio, desde que haja medição das grandezas relevantes. Os ensaios de carga dinâmica podem, contudo, ser realizados em qualquer tipo de estaca.

A onda gerada pela percussão de um martelo na cabeça da estaca a ensaiar propaga-se na estaca sob a forma de uma onda longitudinal e unidimensional segundo o eixo de simetria da estaca, sendo este processo de propagação da onda afetado pela interação solo-estaca. A análise através da equação de onda consiste na quantificação desta interação, através do estudo da onda, que se propaga na estaca.

Atualmente, devido ao trabalho pioneiro de Smith (1960) e aos avanços tecnológicos, o ensaio de carga dinâmico consiste na instrumentação do fuste da estaca com sensores (extensómetros e acelerómetros), que permitem monitorizar a propagação das ondas decorrentes do golpe de um sistema de percussão.

Estes sensores estão ligados a um equipamento eletrónico específico de análise de dados que faz o registo das ondas (*Pile Driving Analyzer – PDA*), isto é, quando uma estaca é atingida por um golpe de um sistema de percussão, é gerada uma onda de tensão. Esta onda de tensão percorre a estaca com uma velocidade dependente das características do material, sendo obtidas curvas da força e da velocidade em função do tempo, numa determinada posição da estaca.

O ensaio de carga dinâmico tem o objetivo principal de avaliar a relação carga/assentamento do conjunto solo-estaca, mas os dados obtidos podem ainda ser utilizados na verificação da integridade da estaca, no cálculo da eficiência do sistema de cravação e na determinação das tensões aplicadas à estaca na cravação e na quantificação de algumas propriedades mecânicas dos solos (Santos, et al., 2009).

Têm sido efetuadas correlações entre os resultados deste ensaio e os do ensaio de carga estático. Aquelas têm mostrado que, para vários tipos de estacas e em diferentes tipos de solos, existe uma concordância bastante satisfatória entre os resultados de ambos os ensaios, principalmente nas situações em que o ensaio dinâmico é realizado na mesma estaca e após o ensaio de carga estático (Likins e Rausche, 2004).

No âmbito desta dissertação, este tipo de ensaios não constitui matéria de estudo relativamente aos casos de obra analisados.

Capítulo 3

Caracterização geotécnica *in situ*

3.1 Introdução

Neste capítulo descrevem-se, de forma genérica, os ensaios de campo SPT (*Standard Penetration Test*) e CPT (*Cone Penetration Test*), pois, dada a sua simplicidade e baixo custo são ensaios de campo amplamente realizados em todo o mundo.

Em Portugal, estes dois tipos de ensaios *in situ* constituem habitualmente a primeira escolha no que diz respeito à caracterização geotécnica e, em particular o primeiro, não só porque permite a definição das espessuras dos estratos atravessados como, ainda, a recolha de amostras remexidas que podem interessar à caracterização física dos mesmos. Em anos mais recentes, os ensaios CPT, particularmente os CPTU (piezocone com medição da pressão intersticial), têm vindo a ganhar particular relevância no nosso país, por razões que se atribuem a um melhor desempenho no que diz respeito à caracterização de terrenos numa gama mais vasta de tipos de solos.

Apesar de normalmente em projeto a informação disponível se limitar pelo menos a um destes dois ensaios de campo, existem muitos mais ensaios para uma adequada caracterização dos terrenos, quer ensaios de laboratório (ensaio triaxial, ensaio de corte direto, ensaio edométrico, etc.) quer outros ensaios de campo (*cross hole seismic test* (CHT), *down hole seismic test* (DHT), *selfboring pressuremeter test* (SBPT), etc.).

Em relação aos ensaios CHT, DHT e SBPT, estes fornecem bons resultados, mas devido a desvantagem de serem muito dispendiosos, não são utilizados com tanta frequência quanto o desejado.

Por exemplo, os ensaios sísmicos CHT e DHT têm ganho importância nas últimas décadas, pois, são os únicos que se aplicam a todos os terrenos e se podem realizar até qualquer profundidade. Como envolvem muito pequenas deformações permitem, determinar o módulo elástico inicial dos terrenos, ainda que não permitam a recolha de amostras para ensaios.

Em relação ao ensaio com pressiómetro autoperfurador (SBPT), este é apropriado para solos argilosos a cascalhos finos, e possui a vantagem de ser o único que permite avaliar os parâmetros de resistência e de deformabilidade dos terrenos e ainda o estado de tensão inicial, por meio de interpretação teórica. É o ensaio mais fiável para avaliar o coeficiente de impulso em repouso, K_0 ,

Estes ensaios fornecem informação bastante relevante sobre os estratos onde apoiam frequentemente as estacas, em comparação com os ensaios de campo SPT e CPT, onde, o ensaio CPT em estratos de consistência média a elevada dificilmente consegue penetrar e o ensaio SPT conduz em regra a valores de nega.

No caso de obra apresentado no Capítulos 5, apenas se possui informação geotécnica obtida no local através dos ensaios de campo SPT e CPT, e para o caso de obra do Capítulo 6, apenas se dispõem de resultados de ensaios SPT.

Apesar das limitações destes ensaios de campo, foram a única informação disponível para obter os parâmetros geotécnicos dos solos, compreende-se, apesar de tudo, a necessidade de transpor informação "desajustada" para se poderem usar modelações numéricas de elevado potencial, que requerem estudos de caracterização mecânica e hidráulica específicos, quer no campo quer em laboratório, para a definição de leis constitutivas dos solos envolvidos.

Acresce que, genericamente, não são as "ferramentas" para caracterização dos terrenos que sofrem de inúmeras deficiências e limitações como, também, ainda hoje, não há leis constitutivas para descrever os comportamento dos solos que mereçam amplo consenso e confiança entre a comunidade técnica e académica.

Assim, apenas se abordam neste capítulo os ensaios de campo SPT e CPT, pois, nos casos de obra analisados, apenas se dispõe destes dois tipos de ensaios para caracterização dos terrenos envolvidos.

3.2 *Standard Penetration Test* (SPT)

3.2.1 Considerações gerais

O ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) é um ensaio de campo caracterizado por ser robusto, simples, de baixo custo e aliado a uma experiência empírica acumulada na aplicação dos resultados, sendo, provavelmente, o ensaio mais utilizado na prática de engenharia para o reconhecimento das condições dos terrenos, pois permite também colher amostras remexidas para ensaios de identificação.

O ensaio SPT fornece uma medida de resistência do solo à penetração de um amostrador, através do número de pancadas necessárias para este penetrar no terreno um determinado comprimento (N_{SPT}). Existem diversos documentos normativos relevantes referentes ao ensaio de campo SPT, sendo eles: ASTM D1586, EN ISO 22476-3 e AASHTO T-206.

De um modo geral, o ensaio SPT é um ensaio dinâmico, que consiste em cravar no fundo de um furo de sondagem, devidamente limpo, um amostrador normalizado, através de um martelo de 63,5 kgf de peso que cai de uma altura de 76 cm.

O ensaio é realizado em duas fases sucessivas. Numa primeira fase, o amostrador é cravado 15 cm, registando-se o respetivo número de pancadas até essa medida. Esta fase corresponde, geralmente, a solos remexidos, pelo que o valor obtido não é contabilizado, sendo meramente informativo. Posteriormente, existe uma segunda fase onde o amostrador é cravado 30 cm, sendo o resultado do ensaio SPT, o número de pancadas N_{SPT} obtido nesta fase.

Na linguagem corrente e segundo Matos Fernandes (2011) designa-se por *nega*, o comprimento de penetração verificado, quando na primeira fase o número de golpes atinge 50 sem a penetração de 15 cm, ou quando, no caso da segunda fase, o mesmo número de golpes é atingido (50) sem a penetração de 30 cm do amostrador, interrompendo-se a cravação. Em Portugal, existe a prática de considerar 60 golpes e não 50 como critério para a definição da *nega*.

A cravação do amostrador é efetuada, em regra, com espaçamentos de 1,5 m ou inferior, caso se verifique mudança de estrato.

Quando o amostrador é trazido para a superfície do terreno, este é aberto em duas "meias canas", permitindo o exame do solo no seu interior.

Recomenda-se o ensaio SPT para fornecer resultados eficazes numa gama muito alargada de tipos de solos, desde solos argilosos a cascalho fino, não sendo recomendado para solos moles, pois os resultados tendem a ser pouco significativos.

Note-se que, de acordo com Matos Fernandes (2011), este tipo de ensaio está a ser utilizado nos dias de hoje para fazer estudos preliminares em praticamente qualquer tipo de terreno. Isto porque através de estudos realizados por vários autores, é possível obter os parâmetros geotécnicos dos solos através de correlações com os valores de N_{SPT} em praticamente qualquer tipo de terreno.

Há que salientar que o ensaio SPT é, antes de mais, um "processo de colher amostras remexidas". Nos últimos anos, o ensaio SPT foi sendo alvo de diversas críticas relativas à falta de padronização dos procedimentos e equipamentos, tendo os resultados N_{SPT} sido submetidos a vários tipos de correções, permitindo a normalização de resultados entre diferentes países.

3.2.2 Correções dos resultados do ensaio SPT

Como já referido anteriormente, o ensaio SPT destina-se a análises no campo. Muitas vezes não se conseguem satisfazer todas as necessidades de padronização, levando, nos últimos anos, a investigações que sugerem que os resultados obtidos têm de ser submetidos a várias correções.

A correção do valor N_{SPT} , para solos granulares, em relação ao efeito da tensão devida ao peso dos solos sobrejacentes (C_N), tornou-se internacionalmente aceite e obrigatória (EN 1997-2:2006).

Realizam-se também correções para os efeitos da perda de energia (C_E), o comprimento do trem de varas (C_R), o efeito do diâmetro do furo de sondagem (C_D) e o método de amostragem (C_S). Estes fatores corretivos são detalhados nos parágrafos seguintes, ainda que o primeiro seja habitualmente o único a ser usado, para efeitos práticos.

Logo, o resultado do ensaio SPT normalizado e corrigido para uma tensão efetiva vertical de 1 atmosfera, $(N_1)_{60}$, para solos granulares é obtido a partir da equação:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot C_E \cdot C_R \cdot C_D \cdot C_S \cdot N_{SPT} \quad (3.1)$$

Há que ter em atenção que, apesar de o uso dos coeficientes corretivos para a energia de cravação (C_E) e para a tensão efetiva à profundidade do ensaio (C_N) ser consensual entre diversos autores, o mesmo não acontece com os coeficientes corretivos para o comprimento do trem de varas (C_R), o efeito do diâmetro do furo de sondagem (C_D) e o método de amostragem (C_S). Isto significa que diversos autores desprezam estes últimos coeficientes corretivos, considerando-os unitários.

Assim, a Equação 3.1 fica simplificada e aparece na forma:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot C_E \cdot N_{SPT} = C_N \cdot N_{60} \quad (3.2)$$

onde N_{60} corresponde ao número de pancadas corrigidas pelo coeficiente corretivo da energia de cravação para um aparelho com eficiência de 60% (ver parágrafo 3.2.2.3).

Para solos não granulares considera-se o valor de N_{60} , uma vez que o fator corretivo C_N só se aplica a solos granulares:

$$N_{60} = C_E \cdot N_{SPT} \quad (3.3)$$

3.2.2.1 Efeito da tensão efetiva vertical à profundidade do ensaio

Através do trabalho pioneiro de Gibbs e Holtz (1957), concluiu-se que a tensão média geostática afeta a magnitude do número de golpes N_{SPT} em solos granulares. Este efeito pode ser eliminado ao normalizar-se os valores de N_{SPT} em relação à tensão efetiva vertical.

Esta correção é essencial, dado que a resistência à penetração é, normalmente, conhecida por aumentar linearmente em profundidade e, no caso de uma tensão efetiva vertical constante, a penetração aumenta aproximadamente com o quadrado da densidade relativa dos terrenos, D_r (Meyerhof, 1957):

$$N_{SPT} = D_r^2 \cdot (a + b \cdot p') \quad (3.4)$$

onde a e b são fatores dependentes do tipo de solo e p' é a tensão vertical média efetiva.

Diversos autores têm vindo a desenvolver propostas para corrigir o efeito da tensão efetiva vertical com base nos resultados dos ensaios SPT. A Tabela 3.1 apresenta algumas dessas propostas de base empírica, para o cálculo do coeficiente de correção da tensão efetiva vertical, C_N , em solos granulares.

Para saber qual a melhor relação empírica para o cálculo do C_N , compararam-se as propostas referidas na Tabela 3.1. Esse estudo é apresentado na Tabela 3.2 e através do gráfico apresentado na Figura 3.1, onde se observa que a magnitude do coeficiente de correção da tensão efetiva vertical, C_N , é da mesma ordem de grandeza para qualquer uma das propostas apresentadas.

Tabela 3.1 – Propostas para o cálculo do valor de C_N em solos granulares

Referência	C_N	σ'_{v0}	Observações
Bazaraa (1967) (Equação 3.5)	$C_N = \frac{4}{1 + 4 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}} \right)}$	kN/m ²	Areia NC $\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}} \leq 0,75$
Bazaraa (1967) (Equação 3.6)	$C_N = \frac{4}{3,25 + \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}} \right)}$	kN/m ²	Areia NC $\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}} > 0,75$
Peck et al. (1974) (Equação 3.7)	$C_N = 0,77 \cdot \log \left(\frac{20}{\left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}} \right)} \right)$	kN/m ²	Areia NC $\left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}} \right) \geq 0,25$
Seed et al. (1975) (Equação 3.8)	$C_N = 1 - 1,25 \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}} \right)$	kN/m ²	Areia NC
Liao e Whitman (1985) (Equação 3.9)	$C_N = \sqrt{\frac{1}{\left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}} \right)}}$	kN/m ²	Areia NC $0,5 \leq C_N \leq 2$
Skempton (1986) (Equação 3.10)	$C_N = \frac{2}{1 + \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}} \right)}$	kN/m ²	$D_r = 40-60\%$ Areia NC
Skempton (1986) (Equação 3.11)	$C_N = \frac{3}{2 + \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}} \right)}$	kN/m ²	$D_r = 60-80\%$ Areia NC
Skempton (1986) (Equação 3.12)	$C_N = \frac{1,7}{0,7 + \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}} \right)}$	kN/m ²	Areia OC OCR = 3
Clayton (1993) (Equação 3.13)	$C_N = \frac{1,43}{0,43 + \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}} \right)}$	kN/m ²	Areia OC OCR = 10

Notas: $\sigma_{atm} \approx 100$ kPa ; NC – normalmente consolidado; OC – sobreconsolidado; OCR – grau de sobreconsolidação
 σ'_{v0} - tensão efetiva vertical

A densidade relativa, D_r , pode ser estimada pela equação (Skempton, 1986):

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{60}}{0,28 \cdot \sigma'_{v0} + 27}} \text{ (valor decimal)} \quad (3.14)$$

Tabela 3.2 – Variação de C_N

$\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}}$	C_N							
	Equações 3.5 e 3.6	Equação 3.7	Equação 3.8	Equação 3.9	Equação 3.10	Equação 3.11	Equação 3.12	Equação 3.13
0,25	2,00	1,47	1,75	2,00	1,60	1,33	1,79	2,10
0,50	1,33	1,23	1,38	1,41	1,33	1,20	1,42	1,54
0,75	1,00	1,10	1,16	1,15	1,14	1,09	1,17	1,21
1,00	0,94	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,25	0,89	0,93	0,88	0,89	0,89	0,92	0,87	0,85
1,50	0,84	0,87	0,78	0,82	0,80	0,86	0,77	0,74
1,75	0,80	0,81	0,70	0,76	0,73	0,80	0,69	0,66
2,00	0,76	0,77	0,62	0,71	0,67	0,75	0,63	0,59
2,25	0,73	0,73	0,56	0,67	0,62	0,71	0,58	0,53
2,50	0,70	0,70	0,50	0,63	0,57	0,67	0,53	0,49
2,75	0,67	0,66	0,45	0,60	0,53	0,63	0,49	0,45
3,00	0,64	0,63	0,40	0,58	0,50	0,60	0,46	0,42
3,25	0,62	0,61	0,36	0,55	0,47	0,57	0,43	0,39
3,50	0,59	0,58	0,32	0,53	0,44	0,55	0,40	0,36
3,75	0,57	0,56	0,28	0,52	0,42	0,52	0,38	0,34
4,00	0,55	0,54	0,25	0,50	0,40	0,50	0,36	0,32

Para efeito das análises desenvolvidas nos Capítulos 5 e 6 optou-se pela proposta dos autores Liao e Whitman (1985) (Equação 3.9), pois como dito anteriormente e observado na Figura 3.1, a magnitude dos resultados obtidos para o valor de C_N é da mesma ordem de grandeza em qualquer uma das propostas, conduzindo as Equações 3.9 e 3.10 a valores que não incluem os valores máximos e mínimos do conjunto de todas as propostas.

Esta proposta de Liao e Whitman (1985) é de natureza empírica, tal como as restantes, e é baseada em resultados de ensaios com câmaras de calibração, câmaras essas que permitem realizar ensaios SPT sobre solos granulares reconstituídos em laboratório sob distintas tensões efetivas médias.

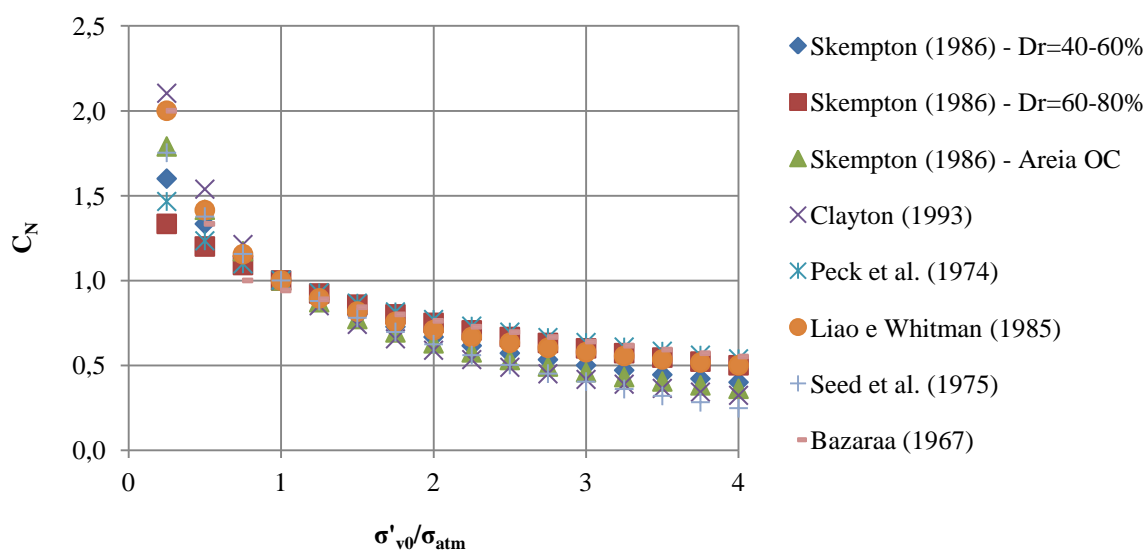


Figura 3.1 – Variação de C_N

3.2.2.2 Efeito do comprimento do trem de varas

De acordo com a EN 1997-2:2006, deve considerar-se um coeficiente corretivo, C_R , referente às perdas de energia devidas ao comprimento do trem de varas.

Skempton (1986) apresenta uma proposta de coeficientes de minoração (Tabela 3.3) para corrigir os resultados do ensaio SPT para comprimentos de varas inferiores a 10 m, pois estudos realizados pelo autor mostraram que a energia aplicada em cada pancada só é absorvida na sua totalidade pelo trem de varas quando o comprimento total das varas é tal que o peso do trem é maior ou igual ao do martelo.

Tabela 3.3 – Coeficiente corretivo para o comprimento do trem de varas, C_R

Comprimento total das varas (m)	C_R
> 10	1,00
6 – 10	0,95
4 – 6	0,85
3 – 4	0,75

Fonte: Skempton (1986)

3.2.2.3 Efeito da energia

Skempton (1986) sugere a normalização dos resultados em relação a uma energia de referência, isto é, o valor de N_{SPT} deve ser corrigido para um valor único de energia de referência, da ordem de 60% da energia teórica. Esta proposta permitiu que resultados de ensaios executados em diferentes

partes do mundo, com diferentes métodos de execução e com máquinas com eficiências de ordem diferente, pudessem ser comparados entre si.

Por exemplo, os equipamentos com dispositivo de disparo automático do martelo apresentam, normalmente, uma eficiência da ordem dos 60%, enquanto os equipamentos mais antigos, em que é necessário elevar e largar o martelo através de um dispositivo de corda e roldana, as perdas de energia são bastante superiores e a eficiência reduz para valores da ordem dos 45%.

Daí ser necessário um coeficiente de correção para um valor de referência de 60%, de modo a ser possível comparar valores, independentemente do aparelho utilizado. Esta correção, C_E , é realizada através de uma relação linear simples:

$$C_E = \frac{E_{SPT}}{E_{60}} \quad (3.15)$$

onde E_{SPT} é a energia de eficiência de cravação do aparelho SPT e o E_{60} é a energia de cravação correspondente a 60% de eficiência.

Inúmeros trabalhos têm sido publicados com o objetivo de entender o modo de transferência de energia e também a eficiência do ensaio SPT. Estes trabalhos convergem na ideia de que a melhor forma de interpretar o ensaio SPT é a baseada no trabalho efetivamente consumido para cravar o amostrador no solo.

3.2.2.4 Efeito do diâmetro do furo de sondagem e efeito do método de amostragem

Outros coeficientes para corrigir os valores de N_{SPT} têm por objetivo considerar o efeito do diâmetro do furo de sondagem, C_B , e o método de amostragem, C_S . Em relação ao diâmetro do furo de sondagem, é normal que, quanto maior este for, maior será a profundidade do solo perturbado abaixo do fundo do furo.

De acordo com as recomendações de Skempton (1986), são apresentados alguns coeficientes considerados prudentes na Tabela 3.4 e na Tabela 3.5.

Tabela 3.4 – Coeficiente corretivo relacionado com o efeito do diâmetro do furo, C_D

Diâmetro do furo (mm)	C_D
65 – 115	1,00
150	1,05
200	1,15

Fonte: Skempton (1986)

Tabela 3.5 – Fator corretivo relacionado com o efeito do método de amostragem, C_s

Método de amostragem	C_s
Amostrador normalizado	1,0
Com revestimento da amostra para areias densas e argilas	0,8
Com revestimento da amostra para areias soltas	0,9

Fonte: Skempton (1986)

3.3 Cone Penetration Test (CPT)

3.3.1 Considerações gerais

Os ensaios CPT (*Cone Penetration Test*) e CPTU (piezocone com medição da pressão intersticial), são considerados internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospeção geotécnica, uma vez que são ensaios rápidos de executar e envolvem poucos erros, quando comparados com o ensaio SPT.

De acordo com Matos Fernandes (2011), têm a vantagem óbvia de serem completamente automatizados, permitindo que os resultados sejam totalmente reproduzíveis, isto é, independentes do operador. Os documentos normativos relevantes referentes a estes ensaios são: ASTM D3441, ASTM D5778 e EN ISO 22476-1.

O ensaio CPT não fornece resultados adequados para solos densos, solos com granulometria grosseira (como por exemplo: cascalho e pedras) e solos mistos, contendo fragmentos rochosos, mas, ainda assim, o uso do ensaio CPT tem sido aplicado a este tipo de materiais. É especialmente recomendável para obras de aterros sobre solos moles.

De um modo geral, o ensaio CPT consiste na cravação estática de uma ponteira no terreno, por meio de um sistema hidráulico, com uma ponteira cônica de aço de ângulo de abertura de 60° , a uma velocidade constante de 20 mm/s e uma manga de área de 150 cm^2 . A seção transversal do cone, normalmente, apresenta uma área de 10 cm^2 , atingindo em alguns casos até 15 cm^2 , em equipamentos mais robustos.

Durante os ensaios registam-se as leituras para as diversas profundidades, associadas à força necessária à referida cravação. Aquela pode compreender duas parcelas de resistência: uma de ponta, q_c , e outra relativa a resistência lateral medida pela manga de atrito, f_s . É possível ainda registar a razão atrítica, F_r , e a inclinação, sendo realizadas essas leituras a cada 2 cm de penetração. A razão atrítica, F_r , é representada pela expressão:

$$F_r = \frac{f_s}{q_c} \times 100 (\%) \quad (3.16)$$

sendo, o único ensaio que fornece registo contínuo de resultados em profundidade, permitindo, deste modo, detetar finas camadas de solo, intercaladas em camadas mais espessas.

No ensaio CPTU mede-se também a pressão intersticial da água existente nos maciços, através de um filtro anelar, que permite a transmissão da pressão da água a um transdutor de pressão alojado, por exemplo, no interior da ponteira. Na Figura 3.2 é possível observar um esquema da ponteira CPT/CPTU.

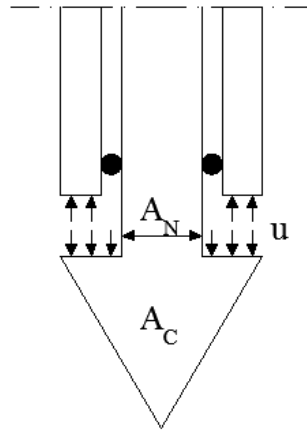


Figura 3.2 – Esquema representativo da ponta do CPT/CPTU; u - pressão intersticial; A_N - área da secção da célula de carga; A_C - área da secção nominal do cone

3.3.2 Correções dos resultados do ensaio CPT

Existem diversas propostas na bibliografia para corrigir os resultados do ensaio CPT/CPTU. Robertson e Campanella (1983) apresentam uma correção para os resultados do ensaio CPTU, pois estes ensaios obrigam a uma correção simples na resistência de ponta, q_t , em que a correção é apresentada a seguir:

$$q_t = q_c + \frac{(A_C - A_N)}{A_C} \cdot u \quad (3.17)$$

onde u representa a pressão intersticial, A_N a área da seção da célula de carga e A_C a área da seção nominal do cone. Para melhor entender estes conceitos, pode observar-se a Figura 3.2 onde estão ilustrados.

Segundo Matos Fernandes (2011), esta correção (Equação 3.17) só é relevante em solos argilosos e silto-argilosos moles, nos quais se verificam muito baixos valores de q_c conjugados com valores elevados de pressões intersticiais. Para solos arenosos a correção é desprezável, sendo q_c e q_t praticamente coincidentes. Mesmo assim, o autor aconselha a utilização da correção (Equação 3.17) independente do tipo de solo.

Mayne et al. (1995) consideram que dever-se-ia afetar os resultados dos ensaios, q_c ou q_t , pelo coeficiente de correção relativo ao efeito da tensão efetiva vertical à profundidade do ensaio, C_N .

Logo o valor de q_c e q_t corrigidos para o caso de solos granulares obtém-se pela seguinte equação:

$$q_{c1} \cong q_{t1} = q_t \cdot C_N \quad (3.18)$$

onde q_{c1} e q_{t1} são, respetivamente, o valor de q_c e q_t corrigidos para uma tensão efetiva vertical de 1 atmosfera, e os valores de C_N são os calculados pelos métodos já abordados anteriormente no parágrafo 3.2.2.1.

3.4 Estimativas de parâmetros geotécnicos a partir de ensaios SPT e CPT

Tendo em conta o facto de apenas se dispor de resultados de ensaios SPT e CPT para desenvolvimento das análises efetuadas no âmbito dos Capítulos 5 e 6 desta dissertação, foi necessário estimar parâmetros geotécnicos tendo por base apenas informação deste tipo.

Tal como já atrás foi referido, idealmente, deveria poder dispor-se de informação de outra natureza, nomeadamente resultados de outro tipo de ensaios de campo que se sabe melhor traduzirem o comportamento dos solos para o tipo de análises que se pretendem realizar e resultados de ensaios laboratoriais, nomeadamente de ensaios triaxiais, realizados sobre amostras recolhidas nos diferentes estratos de terrenos envolvidos.

De facto, nos Capítulos 5 e 6 vão usar-se dois tipos de modelos para descrever o comportamento dos solos: o modelo de *Mohr-Coulomb* (MC) e o modelo de *Hardining Soil* (HS).

Em termos dos parâmetros de resistência, é assim necessário definir ângulos de resistência ao corte e coesões efetivas (nos casos apresentados é nula) para análises drenadas e resistências não drenadas para análises não drenadas, em ambos os modelos. Nos parágrafos que se seguem apresentam-se algumas das correlações disponíveis na bibliografia para o efeito.

Quanto aos parâmetros de deformabilidade, os modelos de MC e HS envolvem a necessidade de definir parâmetros diferentes para descrever o comportamento dos solos.

O modelo *Mohr-Coulomb* é um modelo elástico perfeitamente plástico, onde o módulo de deformabilidade é um módulo tangente, sendo que a generalidade das correlações da bibliografia, estabelecidas a partir de resultados de ensaios de campo, dizem respeito à precisão da sua ordem de grandeza.

Deve notar-se, contudo, que a generalidade dos ensaios de campo, e mesmo de laboratório, envolvem níveis de distorção nos solos muito superiores (da ordem de 10^{-3}) aos níveis de distorção envolvidos nas respostas em domínio elástico linear (da ordem de 10^{-5}), pelo que os módulos de deformabilidade assim estimados são bastante inferiores aos que poderiam e deveriam ser obtidos através de ensaios sísmicos no campo ou, por exemplo, de coluna ressonante em laboratório, os quais permitem trabalhar no domínio das muito pequenas deformações (Matos Fernandes, 2011).

No âmbito deste capítulo, apresentam-se correlações da bibliografia, tendo por base resultados de ensaios SPT e CPT, que permitem estimar o módulo de deformabilidade dos terrenos envolvidos, designado por E_s no decorrer deste trabalho.

A utilização do modelo de *Hardening Soil* que tem por base uma caracterização dos terrenos idealmente estabelecida a partir da realização de ensaios triaxiais, envolve a necessidade de definir três módulos de deformabilidade. No Capítulo 4, serão tecidas considerações acerca da forma como os mesmos foram estabelecidos, a partir da avaliação de E_s .

Além de correlações para avaliar os parâmetros de resistência e deformabilidade (E_s) a partir de resultados de ensaios SPT e CPT, incluem-se ainda neste parágrafo algumas propostas relativas à estimativa de valores de pesos volúmicos e coeficientes de *Poisson* para diferentes tipos de terrenos.

Deve ter-se em atenção os valores escolhidos para N_{SPT} e de q_c , pois é aconselhável eliminar valores excessivos que pareçam ser irreais, antes da sua utilização nas correlações de natureza empírico/experimentais propostas pelos diversos autores. Esses valores excessivos podem ser devidos a uma qualquer obstrução como, por exemplo, uma simples pedra e um conjunto de valores de N_{SPT} e de q_c baixos podem indicar uma camada de solo de muita baixa resistência, por exemplo argilas moles, onde os registos destes ensaios carecem de significado.

É possível também correlacionar os valores de N_{SPT} com os valores de q_c como, por exemplo, através da proposta apresentada por Bowles (1996):

$$q_c = k \cdot N_{SPT} \quad (3.19)$$

sendo q_c em MPa e k um coeficiente que apresenta valores que variam de 0,1 a 1. Os valores do coeficiente k propostos pelo autor são apresentados na Tabela 3.6 de acordo com o tipo de solo.

Tabela 3.6 – Coeficiente k de acordo com o tipo de solo

Tipo de solo	k
Siltes, areias siltsas e misturas de areia e silte com alguma coesão	0,1 - 0,2
Areias finas a médias e areias ligeiramente siltsas	0,3 - 0,4
Areias grossas e areias com algum cascalho	0,5 - 0,7
Areias com cascalho e cascalho	0,8 - 1,0

Fonte: Bowles (1996)

Schnaid (2009) considera que os valores estimados de q_c a partir de valores de N_{SPT} (ou vice-versa) são imprecisos e não devem ser utilizados em projeto.

3.4.1 Correlações para o ângulo de resistência ao corte

A Tabela 3.7 apresenta uma síntese de diversas propostas de diferentes investigadores, para avaliar o ângulo de resistência ao corte de pico para solos granulares, a partir dos resultados corrigidos de N_{60} ou $(N_1)_{60}$.

Tabela 3.7 – Relações entre o ângulo de resistência ao corte efetivo de pico, ϕ'_p , e o ensaio SPT para solos granulares

Referência	ϕ'_p (°)	Observações
Wolff (1989) (Equação 3.20)	$\phi'_p = 27,1 + 0,30 \cdot N_{60} - 0,00054 \cdot [N_{60}]^2$	Fórmula aproximada do gráfico de Peck et al. (1974)
Kulhawy e Mayne (1990) (Equação 3.21)	$\phi'_p = \tan^{-1} \left[\frac{N_{60}}{12,2 + 20,3 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}}} \right]^{0,34}$	Fórmula aproximada do gráfico de Schmertmann (1975)
Hatanaka e Uchida (1996) (Equação 3.22)	$\phi'_p = \sqrt{15,4 \cdot (N_1)_{60}} + 20$	Solos granulares
Teixeira (1996) (Equação 3.23)	$\phi'_p = \sqrt{24 \cdot (N_1)_{60}} + 15$	Solos granulares

Fonte: Das (2007)

Nota: $\sigma_{atm} \approx 100$ kPa, σ'_{v0} tem as mesmas unidades que σ_{atm}

Há que ter em atenção que essas equações devem ser usadas com precaução e que os valores obtidos para um mesmo estrato podem variar de forma muito significativa.

Para tentar selecionar a melhor relação para obter um valor representativo do ângulo de resistência ao corte de pico, compararam-se as propostas dos diversos autores, sendo que para o caso da proposta de Kulhawy e Mayne (1990) se considerou um solo com peso volúmico de 20 kN/m^3 e calculou-se o ângulo de resistência ao corte para as profundidades de 1,5 m, 5 m, 10 m e 25 m. Esta comparação é apresentada num gráfico (Figura 3.3), de modo a ser mais fácil identificar os valores relativos as diferentes propostas.

De modo geral, os resultados de Hatanaka e Uchida (1996) e Teixeira (1996) apresentam resultados muito semelhantes e intermédios aos outros métodos, para valores de N_{SPT} entre 10 e 40 pancadas e valores superiores aos das restantes propostas para valores de $N_{\text{SPT}} > 40$. Como não se pretende realizar um projeto mas sim aproximar da melhor maneira aos resultados experimentais, optou-se pelo método de Teixeira (1996).

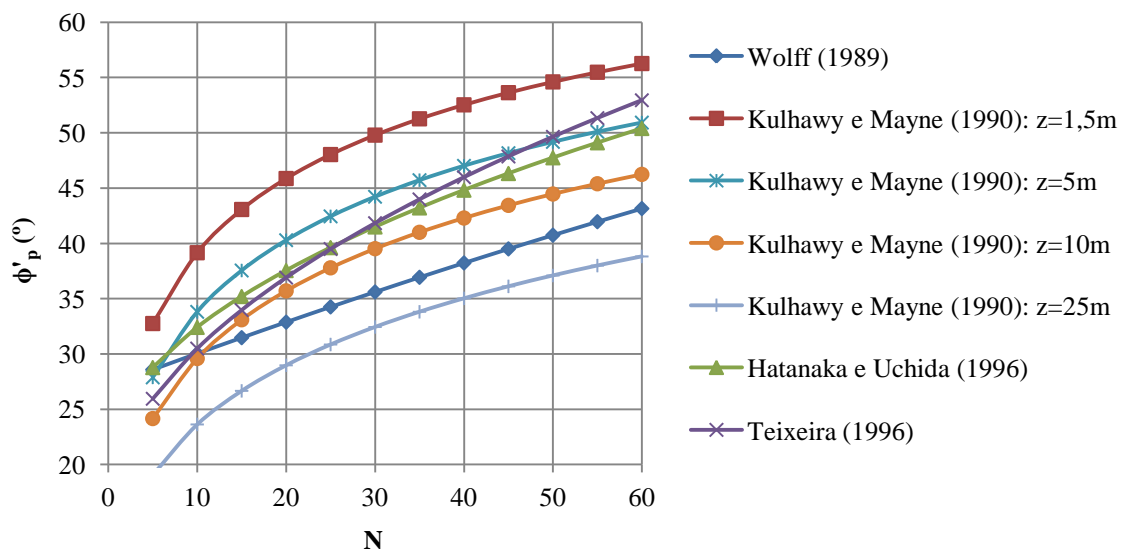


Figura 3.3 – Relações entre o ângulo de resistência ao corte efetivo de pico e o ensaio SPT para solos granulares (N corresponde aos valores de N_{60} ou $(N_1)_{60}$ dependendo da proposta analisada)

A Tabela 3.8 mostra algumas propostas empíricas para obter o ângulo de resistência ao corte efetivo, ϕ'_p , através dos resultados do ensaio CPT, onde varia a resistência de ponta, q_c , e a tensão efetiva vertical, σ'_{v0} .

Tabela 3.8 – Relações entre o ângulo de resistência ao corte efetivo de pico e o ensaio CPT

Referência	ϕ'_p (°)	Observações
Robertson e Campanella (1983) (Equação 3.24)	$\phi'_p = 35^\circ + 11,5 \cdot \log\left(\frac{q_c}{30 \cdot \sigma'_{v0}}\right)$	Areia NC $25^\circ < \phi'_p < 50^\circ$
Kulhawy e Mayne (1990) (Equação 3.25)	$\phi'_p = \tan^{-1}\left[0,1 + 0,38 \cdot \log\left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}\right)\right]$	Areia NC
Ricceri et al. (2002) (Equação 3.26)	$\phi'_p = \tan^{-1}\left[0,38 + 0,27 \cdot \log\left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}\right)\right]$	Solos ML e SP-SM

Fonte: Das (2007)

Notas: NC – normalmente consolidado; ML – silte de baixa plasticidade; SP-SM – areia mal graduada com silte; q_c tem as mesmas unidades que σ'_{v0}

Para selecionar uma das propostas da Tabela 3.8, resolveu comparar-se as equações entre si através de um gráfico (Figura 3.4). Ao observar os resultados, conclui-se que as três propostas indicadas na Tabela 3.8 apresentam resultados muito semelhantes, tendo-se considerado que a melhor relação empírica é a de Kulhawy e Mayne (1990), para o cálculo do ϕ'_p a partir do ensaio CPT em solos granulares. A proposta de Ricceri et al. (2002) tem o inconveniente de só poder ser aplicada a solos ML e SP-SM.

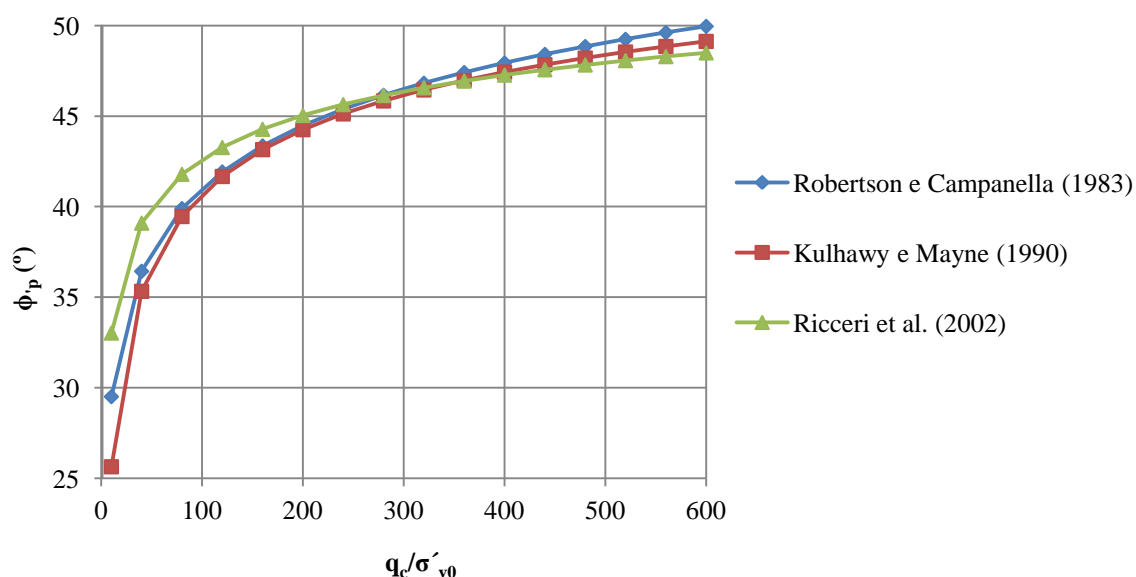


Figura 3.4 – Relações entre o ângulo de resistência ao corte efetivo de pico e o ensaio CPT

Apresenta-se também na Figura 3.5 uma proposta de Durgonoglu e Mitchell (1975) (adaptado de Tomlinson e Woodward, 2008) para areias normalmente consolidadas, que permite obter o ângulo

de resistência ao corte de pico em função da resistência de ponta do ensaio CPT e da tensão efetiva vertical, sendo o valor de q_c , um valor não corrigido.

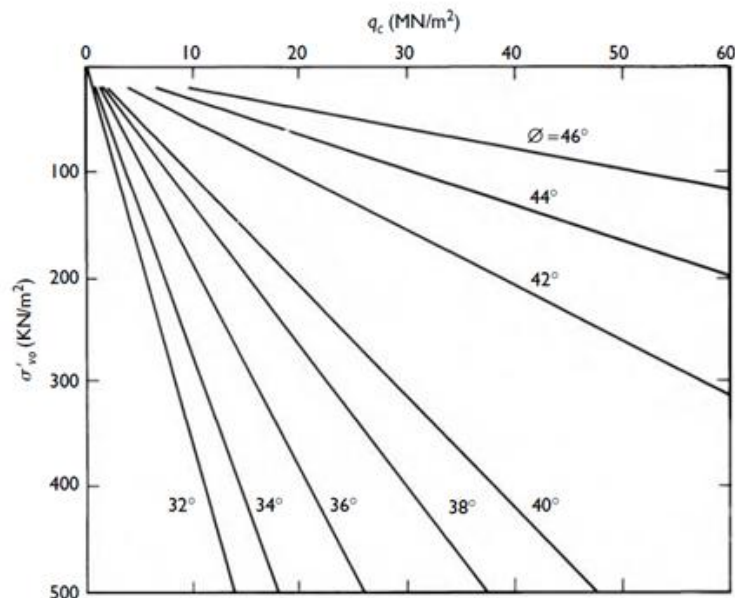


Figura 3.5 – Relações entre o ângulo de resistência ao corte efetivo de pico, ϕ'_p , e resistência de ponta, q_c , e a tensão efetiva vertical, σ'_{v0} , para areias NC (adaptado de Tomlinson e Woodward, 2008)

Muitas vezes, é necessário conhecer o ângulo de resistência ao corte efetivo a volume constante, ϕ'_{cv} , uma vez que se trata de um parâmetro intrínseco do material. Na Tabela 3.9, são apresentados valores de referência para o ângulo de resistência ao corte efetivo de pico e de volume constante para solos granulares.

Tabela 3.9 – Valores indicativos da ordem de grandeza dos ângulos de resistência ao corte efetivos de pico e de volume constante em solos granulares (Hough, 1957)

Tipo de solo	ϕ'_{cv} (°)	ϕ'_p (°)	
		Medianamente compacto	Compacto
Siltes (não plásticos)	26	28	30
Areias finas a médias mal graduadas	26 a 30	30 a 34	32 a 36
Areias bem graduadas	30 a 34	34 a 40	38 a 46
Areias e cascalhos	32 a 36	36 a 42	40 a 48

Fonte: Matos Fernandes (2006)

A utilização de correlações em argilas, para a obtenção do ângulo de resistência ao corte efetivo de pico, é bastante problemática, principalmente quando baseadas em resultados de ensaios SPT.

Assim, são apresentados valores de referência na Tabela 3.10, retirados do Budhu (2010). A mesma tabela inclui ainda valores de referência para o ângulo de resistência ao corte a volume constante, ϕ'_{cv} , e residual, ϕ'_r , para argilas, em geral.

Tabela 3.10 – Valores indicativos dos ângulos de resistência ao corte efetivo de pico, volume constante e residual das argilas

Tipo de solo	ϕ'_{cv} (°)	ϕ'_p (°)	ϕ'_r (°)
Argilas	15 a 30	20 a 30	5 a 15

Fonte: Budhu (2010)

3.4.2 Correlações para o ângulo de dilatância

De acordo com o modelo simplificado de Coulomb [fonte: Budhu (2010)], é possível conhecer o ângulo de dilatância, ψ , ao relacionar-se ϕ'_p e ϕ'_{cv} , através da expressão:

$$\phi'_p = \phi'_{cv} + \psi \quad (3.27)$$

Através de ensaios em estado plano de deformação, Bolton (1986) considerou a equação seguinte como uma boa aproximação:

$$\phi'_p = \phi'_{cv} + 0,8 \cdot \psi \quad (3.28)$$

Brinkgreve et al. (2004) indicam que, normalmente, os solos argilosos moles e médios tendem a mostrar uma dilatância praticamente nula. As areias com um ângulo de resistência ao corte inferior a 30° apresentam um ângulo de dilatância, na maior parte das vezes, nulo. Um valor negativo para o ângulo de dilatância apenas se torna realista em areias muito soltas. Considera-se, então, para estimativa do ângulo de dilatância, a seguinte condição:

$$\psi \approx \phi' - 30^\circ, \quad \phi' > 30^\circ \quad (3.29)$$

onde ϕ' é o ângulo de resistência ao corte efetivo do solo.

Os ângulos de dilatância assumem normalmente valores que variam de 0 a 15°.

3.4.3 Correlações para a resistência não drenada

Como se pretende aproximar as condições em que decorreram os ensaios de carga das estacas, interessa estimar valores correspondentes a situações de curto prazo (condições não drenadas), pelo que apenas se incluem neste parágrafo propostas de correlações para estas condições.

Mello (1971), refere que a grandeza de valores para o quociente c_u/N_{SPT} deve ser visto com muito cuidado, pois eles dão uma faixa de valores que variam de 0,4 a 20. Vários autores sugeriram outras correlações empíricas para obter a resistência não drenada de argilas, c_u , a partir dos resultados do ensaio SPT. Alguns dessas propostas são apresentadas na Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Relações entre a resistência não drenada, c_u , e o ensaio SPT

Referência	c_u	Unidades
Hara et al. (1971) (Equação 3.30)	$c_u = 0,29 \cdot \sigma_{atm} \cdot (N_{60})^{0,72}$	kN/m ²
Stroud (1974) (Equação 3.31)	$c_u = 4,5 \cdot N_{60}$	kN/m ²
Décourt (1989) (Equação 3.32)	$c_u = 10,5 \cdot N_{60}$	kN/m ²
Kulhawy e Mayne (1990) (Equação 3.33)	$c_u = 5,985 \cdot N_{60}$	kN/m ²

Fonte: Das (2007) e Gunaratne (2006)

Nota: σ_{atm} – pressão atmosférica (≈ 100 kPa)

Stroud (1974) relaciona o índice de plasticidade com os valores de c_u/N_{SPT} , verificando que quanto maior o índice de plasticidade menor é a relação c_u/N_{SPT} , sugerindo assim uma solução mais conservativa que outros autores.

O gráfico da Figura 3.6, que relaciona as diversas hipóteses indicadas na Tabela 3.11 para obter a resistência não drenada a partir dos valores corrigidos de N_{SPT} , mostra que a proposta mais conservativa é a proposta de Stroud (1974) e que os valores máximos são obtidos pelas propostas de Décourt (1989) e por Hara et al. (1971). No âmbito do presente trabalho, a escolha dos valores a utilizar recai sobre o valor médio das propostas apresentadas (linha a tracejado).

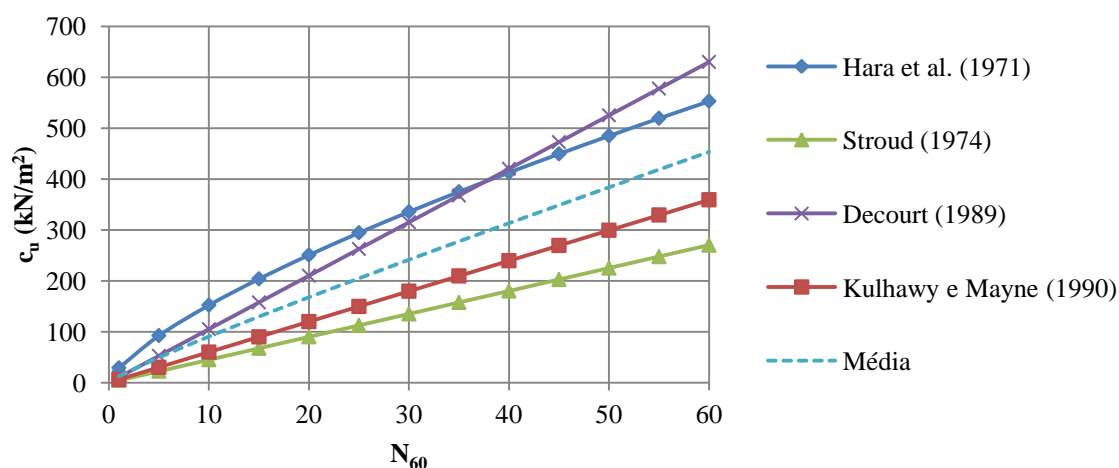


Figura 3.6 – Relações entre a resistência não drenada e o ensaio SPT

Também é possível estimar a resistência não drenada de argilas, c_u , através de resultados do ensaio CPT. Segundo, Gunaratne (2006), a equação seguinte permite avaliar c_u através da resistência de ponta, q_c , do ensaio CPT:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_K} \quad (3.34)$$

onde, σ_{v0} é a tensão vertical total, q_c é a resistência de ponta do cone de ensaio CPT (σ_{v0} e q_c tem as mesmas unidades) e N_K é um fator de capacidade resistente.

Em fundações profundas, o fator de capacidade resistente, N_K , pode variar entre 9 e 19 para argilas normalmente consolidadas e aproximadamente 25 para argilas sobreconsolidadas (Gunaratne, 2006).

Na Tabela 3.12 encontram-se valores indicativos da ordem de grandeza de c_u , relacionados com os resultados corrigidos do ensaio SPT e dos resultados do ensaio CPT.

Tabela 3.12 – Valores indicativos da resistência não drenada, c_u , relacionada com os resultados dos ensaios SPT e CPT

Consistência da argila	N_{60} - SPT	q_c (MPa) - CPT	c_u (kPa)
Muito mole	0 – 2	< 0,2	$c_u < 12$
Mole	3 – 5	0,2 – 0,4	$12 \leq c_u < 25$
Média	6 – 9	0,4 – 0,9	$25 \leq c_u < 50$
Rija	10 – 19	0,9 – 2,0	$50 \leq c_u < 100$
Muito rija	20– 40	2,0 – 4,2	$100 \leq c_u < 200$
Dura	> 40	> 4,2	$c_u \geq 200$

Fonte: Look (2007)

3.4.4 Ângulo de atrito e adesão solo - estrutura

O ângulo de atrito solo-estrutura, δ , é geralmente obtido a partir do ângulo de resistência ao corte efetivo do solo, ϕ' . Em parágrafos anteriores já se teceram considerações acerca de ϕ' .

O ângulo de atrito solo-estrutura (estaca), δ , depende entre outros fatores, do tipo de material que constitui o fuste da estaca. A Tabela 3.13 apresenta valores tipo para δ , em função do ϕ' , estabelecidos por Kulhawy (1984), sendo aplicáveis no caso de estacas executadas sem ou com extração do terreno, em solos arenosos.

Tabela 3.13 – Valores tipo de δ em função do ϕ' , em solos arenosos

Material da estaca	δ (°)
Aço liso	0,5 ϕ' a 0,7 ϕ'
Aço rugoso	0,7 ϕ' a 0,9 ϕ'
Pré-fabricadas em betão	0,8 ϕ' a 1,0 ϕ'
Executadas com extração do terreno, em betão armado	1,0 ϕ'
Madeira	0,8 ϕ' a 0,9 ϕ'

Fonte: Tomlinson e Woodward (2008)

Em solos argilosos, o ângulo de resistência ao corte em condições não drenadas é tomado habitualmente como nulo, sendo δ também nulo. Neste caso, torna-se necessário estimar a adesão na interface, sendo habitual ser tomada em função da resistência não drenada do terreno. Para estacas em areias, a adesão é nula.

A adesão estaca/terreno, c_a , varia consideravelmente com diferentes fatores, nomeadamente, o tipo de terreno, o tipo de estaca e o seu processo construtivo. Através da realização de ensaios em verdadeira grandeza é possível avaliar a adesão, pelo que normalmente são encontrados na bibliografia valores de natureza empírica e experimental, correlacionados com a resistência não drenada do solo, c_u .

A Figura 3.7 mostra resultados de vários investigadores reunidos por McClelland (1974) para estacas cravadas e relaciona o fator de adesão, $\alpha = c_a/c_u$, com c_u . A Tabela 3.14 apresenta também diversas propostas para avaliar a ordem de grandeza do fator de adesão, α , em função da resistência não drenada, c_u , em estacas cravadas.

Relativamente a estacas executadas com extração do terreno, os elementos disponíveis na bibliografia são escassos e, em geral, o que surge é relativo a estacas executadas em argilas de Londres. A Tabela 3.15 apresenta algumas propostas.

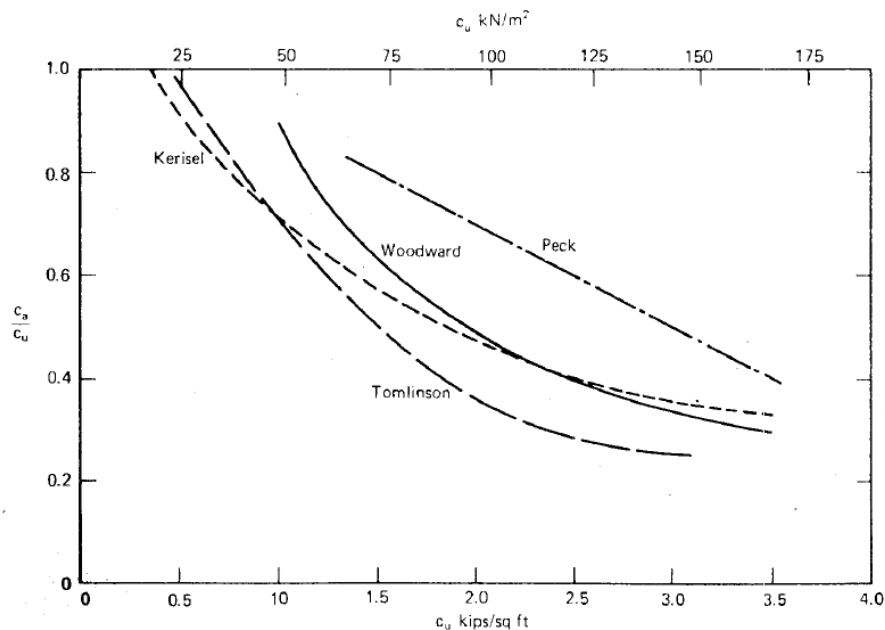


Figura 3.7 – Fatores de adesão para estacas cravadas em argilas (McClelland, 1974)

Tabela 3.14 – Fatores de adesão, α , para estacas cravadas em argilas

Valor proposto para α	c_u (kPa)	Autor
1	≤ 25	API (1984)
$1 - \left(\frac{c_u - 25}{70} \right)$	$25 < c_u < 70$	
0,5	≥ 70	
1	≤ 35	Semple e Rigden (1986)
$1 - \left(\frac{c_u - 35}{90} \right)$	$35 < c_u < 80$	
0,5	≥ 80	

Fonte: adaptado de Varatojo (2005)

Tabela 3.15 – Fatores de adesão, α , para estacas executadas com extração do terreno em argilas

Tipo de solo	Valores propostos para α	Autor
Argila de Londres	0,25 - 0,7 média: 0,45	Golder e Leonard (1954) Tomlinson (1957) Skempton (1959)
Argilas sensíveis	1,0*	Golder (1957)
Argilas muito expansivas	0,5	Mohan e Chandra (1961)

Fonte: adaptado de Poulos e Davis (1980)

Nota: (*) c_r - coesão remoldada

3.4.5 Correlações para o módulo de deformabilidade

Os ensaios SPT e CPT também têm sido utilizados para avaliar o módulo de deformabilidade dos solos (Tabela 3.16). Por diversas razões, as diferentes propostas são questionáveis, pois algumas são baseadas em pequenas bases de dados ou em solos específicos e, também, obtidas a partir da literatura publicada que pode ir desde a década de 1940 até ao presente. Por isso, há que utilizá-las com cuidado.

Tabela 3.16 – Módulo de deformabilidade dos solos, E_s , baseado em resultados de ensaios SPT e CPT

Tipo de solo	SPT	CPT
Areia NC	$E_s = 500 (N + 15) \quad (3.35)$ $= 7000 \sqrt{N} \quad (3.36)$ $= 6000 N \quad (3.37)$	$E_s = (2 \text{ a } 4) q_c \quad (3.38)$ $= 8000 \sqrt{q_c} \quad (3.39)$
Areia saturada	$E_s = (15000 \text{ a } 22000) \cdot \ln(N) \quad (3.40)$ $E_s = 250 (N + 15) \quad (3.41)$	$E_s = 1,2(3D_r^2 + 2) q_c \quad (3.42)$ $*E_s = (D_r^2 + 1) q_c \quad (3.43)$
Areias, todas (NC)	$E_s = (2600 \text{ a } 2900) N \quad (3.44)$	-
Areias OC	$E_s = 40000 + 1050 N \quad (3.45)$	$E_s = (6 \text{ a } 30) q_c \quad (3.46)$
Areia com cascalho	$E_s = 1200 (N + 6) \quad (3.47)$ $= 600 (N + 6) \quad N \leq 15 \quad (3.48)$ $= 600 (N + 6) + 2000 N > 15$	-
Areia argilosa	$E_s = 320 (N + 15) \quad (3.49)$	$E_s = (3 \text{ a } 6) q_c \quad (3.50)$
Siltes, silte arenoso ou silte argiloso	$E_s = 300 (N + 6) \quad (3.51)$	$E_s = (1 \text{ a } 2) q_c \quad (3.52)$
Argila mole ou silte argiloso	-	$E_s = (3 \text{ a } 8) q_c \quad (3.53)$

Fonte: Bowles (1996)

*Vesic (1970)

Notas: N – representa o valor de N_{SPT} corrigido para um equipamento SPT de eficiência energética de 55% – N_{55}

E_s em kPa para o ensaio SPT. No ensaio CPT, E_s tem a mesma unidade que q_c

NC – normalmente consolidado; OC – sobreconsolidado

D_r – Densidade relativa, pode ser calculada pela Equação 3.14

A Tabela 3.17 apresenta ainda o intervalo de variação do módulo de deformabilidade, E_s , para vários tipos de solos, de acordo com Bowles (1996).

São apresentados dois gráficos relativos ao cálculo do módulo de deformabilidade através dos resultados dos ensaios de campo: SPT e CPT, respetivamente, nas Figuras 3.8 e 3.9 que relacionam as diversas propostas apresentadas na Tabela 3.16.

Em relação ao gráfico da Figura 3.8 é apresentada uma curva denominada "média". Esta curva corresponde à média dos resultados das propostas dos ensaios SPT relativos aos solos arenosos, com exceção da proposta da Equação 3.37, pois os valores desta proposta são muito diferentes em comparação com os restantes.

Tabela 3.17 – Valores aproximados do módulo de deformabilidade, E_s

Tipo de solo	Módulo de deformabilidade (MPa)
Argila mole	2 – 25
Argila média	15 – 50
Argila dura	50 – 100
Areia solta	10 – 20
Areia densa média	20 – 50
Areia densa	50 – 80
Cascalho solto (arenoso)	50 – 150
Cascalho denso (arenoso)	100 – 200
Silte	2 – 20

Fonte: Bowles (1996)

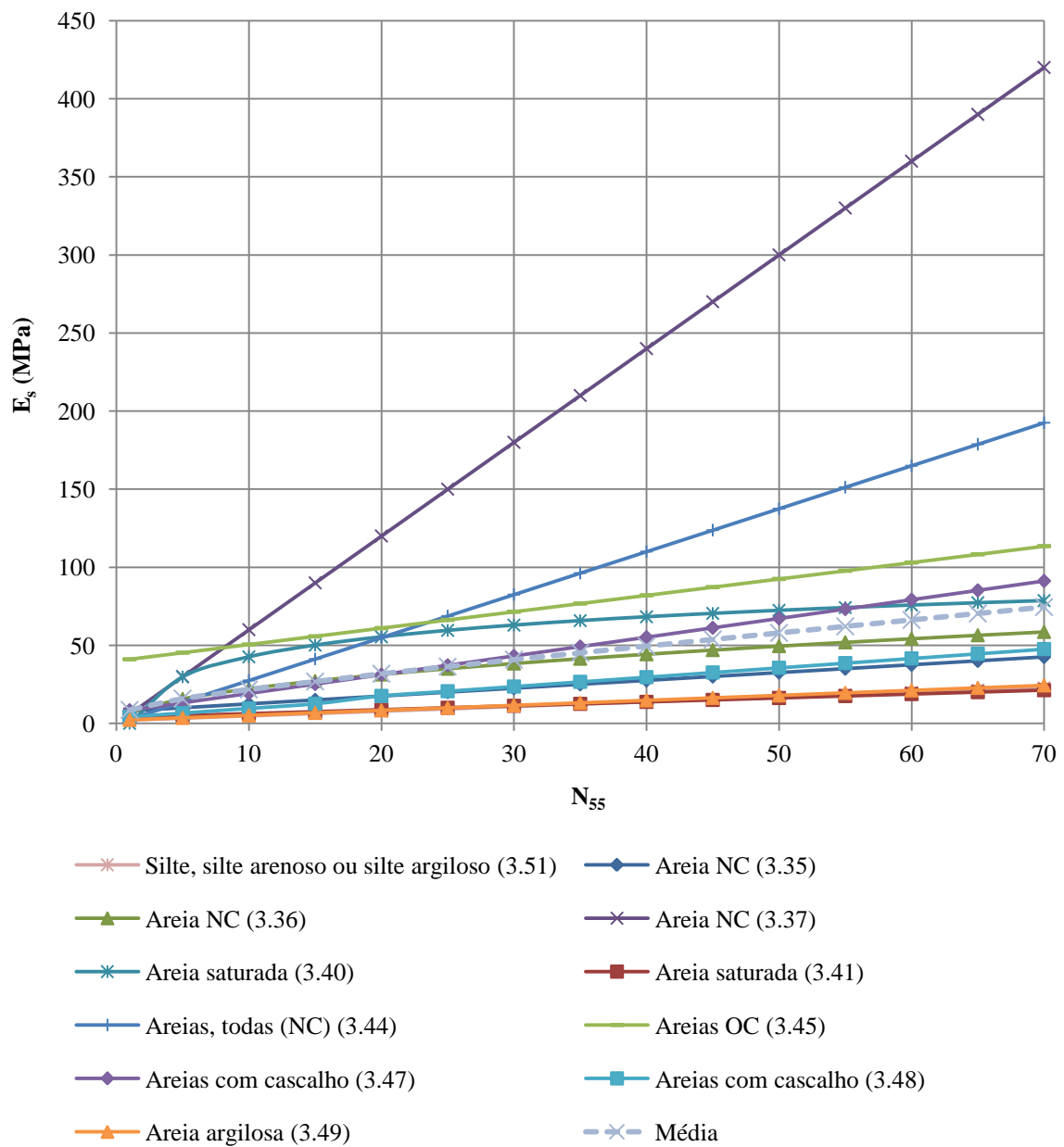


Figura 3.8 – Módulo de deformabilidade dos solos, E_s , baseado nos ensaios *in situ* SPT.

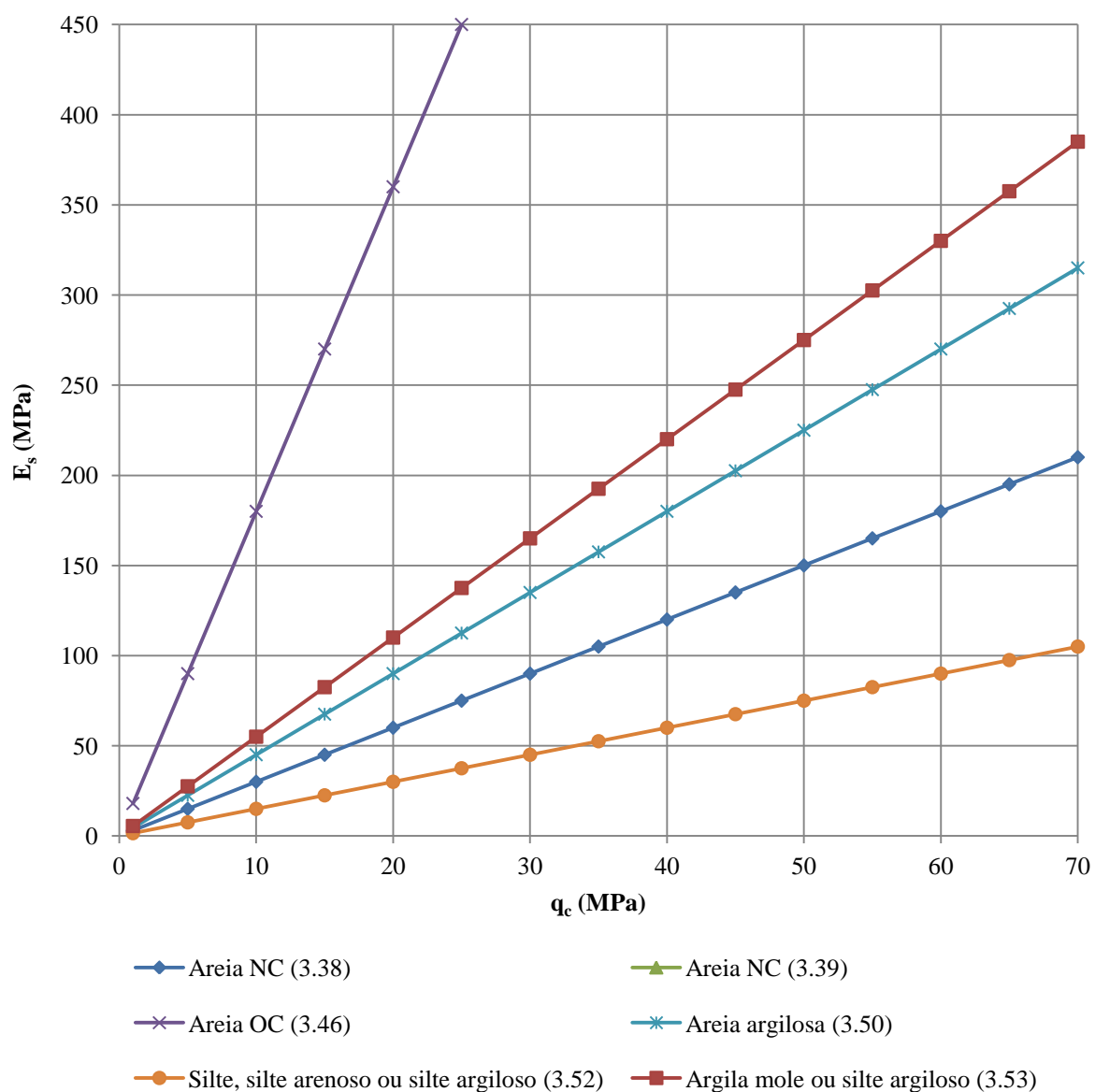


Figura 3.9 – Módulo de deformabilidade dos solos, E_s , baseado nos ensaios *in situ* CPT

3.4.6 Ordem de grandeza do peso volúmico e do coeficiente de *Poisson* em diferentes solos

Como nos estudos apresentados nos Capítulos 5 e 6 é necessário atribuir valores de pesos volúmcicos e de coeficientes de *Poisson* aos solos envolvidos, apresentam-se nas Tabelas 3.18 e 3.19 propostas de diferentes autores.

Tabela 3.18 – Intervalo de valores representativos do peso volúmico em solos

Tipo de solo	Descrição do solo		Intervalo de valores do peso volúmico	
			Seco (kN/m ³)	Saturado (kN/m ³)
Areia e cascalho	muito solto		14	17
	solto		15	18
	médio		17	20
	denso		19	21
	muito denso		21	22
Areia	solta	uniformemente graduada	14	17
		bem graduada	16	19
	densa	uniformemente graduada	18	20
		bem graduada	19	21
Solo argiloso	mole - orgânico		8	14
	mole - não orgânico		12	16
	rijo		16	18
	duro		18	20

Fonte: Look (2007)

Tabela 3.19 – Valores médios do coeficiente de *Poisson* em solos

Tipo de solo	Coeficiente de <i>Poisson</i> , ν_s
Areia solta	0,2 - 0,4
Areia média	0,25 - 0,4
Areia densa	0,3 - 0,45
Silte	0,2 - 0,4
Argila mole	0,15 - 0,25
Argila média	0,2 - 0,5

Fonte: Das (2007)

3.5 Considerações finais

Tendo em conta as abordagens realizadas nos parágrafos anteriores do presente capítulo, apresenta-se de forma resumida as considerações finais, para a determinação dos parâmetros geotécnicos nos Capítulos 5 e 6.

Para a determinação do ângulo de resistência ao corte efetivo, para solos granulares, utilizando os resultados do ensaio SPT, considerou-se adequada a proposta de Teixeira (1996), que depende dos valores de N_{SPT} corrigidos de acordo com a Equação 3.2, em que o parâmetro C_N é calculado através da proposta de Liao e Whitman (1985).

Para a determinação do ângulo de resistência ao corte efetivo, com base nos resultados do ensaio CPT, considerou-se o gráfico da proposta de Durgonoglu e Mitchell (1975), para areias normalmente consolidadas, que relaciona a tensão efetiva vertical com a resistência de ponta do ensaio CPT não corrigida.

A proposta de Brinkgreve et al. (2004) foi a utilizada para a determinação da dilatância.

Os solos em condições drenadas apresentados nesta dissertação, nomeadamente os solos granulares, apresentam coesão efetiva nula. Em relação aos solos em condições não drenadas, a proposta considerada para a determinação da resistência não drenada, corresponde a um valor médio de todas as propostas apresentadas na Tabela 3.11.

O módulo de deformabilidade foi avaliado de acordo com a Tabela 3.16, tendo como base os resultados dos ensaios de campo SPT e CPT, de acordo com os dados disponíveis em cada caso de obra.

Capítulo 4

Caracterização geral do programa Plaxis 2D

4.1 Introdução

Este capítulo apresenta um resumo das condições de aplicação do Método de Elementos Finitos (MEF) bidimensional à geotecnia e em particular ao caso de estacas isoladas em compressão, e baseia-se, principalmente, nos manuais do programa Plaxis 2D, versão 8. As ilustrações apresentadas são também parte integrante do manual, cuja referência é Brinkgreve et al. (2004).

Atualmente o método de elementos finitos é bastante utilizado, pois permite modelar de forma realista o comportamento mecânico dos terrenos e da interação com as estruturas envolventes. Para além disso permite a reprodução de sequências construtivas relativamente complexas.

Para o caso de estudo, o método de elementos finitos oferece um meio alternativo para estudar a mobilização das resistências do solo em redor da estaca e dos mecanismos de rotura associados.

O programa Plaxis 2D v. 8 que se utilizou traz implementadas as seguintes leis constitutivas: o modelo elástico linear, o modelo *Mohr-Coulomb* (comportamento elasto-perfeitamente plástico), o modelo *Jointed Rock* (comportamento anisotrópico elasto-plástico), o modelo *Hardening Soil* (modelo avançado, com base no modelo *Mohr-Coulomb*, para simular o comportamento do solo), o modelo *Soft Soil* (modelo *Cam Clay*) e o modelo *Soft Soil Creep* (que tem em consideração efeitos viscosos).

A estrutura do Plaxis 2D v. 8 está dividida em quatro subprogramas, sendo o primeiro o da entrada de dados (*input*), um segundo de cálculo (*calculation*), um de saída de resultados (*output*) e o último para a edição de curvas (*curves*), obtidas de pontos seleccionados na malha de elementos finitos.

4.2 Descrição da modelação da estaca

Inicialmente, na entrada de dados (*input*), são introduzidos os dados do problema, como, por exemplo, a geometria, a disposição dos elementos, as propriedades dos materiais, o modelo constitutivo do solo e as condições de fronteira.

Para modelar uma estaca isolada em compressão axial há que considerar um modelo axissimétrico (modelando só metade da secção). Este tipo de modelo é utilizado sempre que se pretende modelar estruturas circulares com secção transversal radial uniforme e carregamentos que se verifiquem em torno do eixo central (eixo y), onde a deformação e o estado de tensão são assumidos como sendo idênticos em qualquer direção radial, (Figura 4.1). Na Figura 4.1, o eixo x representa a direção radial (raio), logo nunca podem ser considerados valores negativos para este eixo, e o eixo y corresponde à linha axial de simetria.

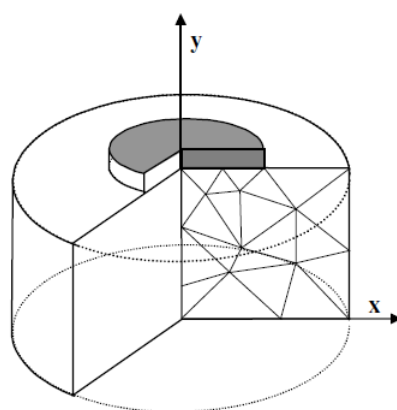


Figura 4.1 – Exemplo de um problema axissimétrico [Fonte: Brinkgreve et al. (2004)]

Para a discretização do modelo geométrico, a literatura fornece diversas indicações das dimensões mínimas para o modelo, para se obterem resultados numéricos confiáveis. Trochanis et al. (1991), utilizando elementos quadráticos, recomendaram um modelo de extensão horizontal equivalente a 0,6 comprimentos da estaca (L) e uma extensão vertical equivalente de 1,7 comprimentos (L). Hoback e Rujipakorn (2004), com o mesmo tipo de elemento, sugeriram malhas com largura equivalente a 1 L (direção x) e comprimento equivalente a 2 L (direção y). Kim e Jeong (2010) utilizaram modelos com elementos prismáticos triangulares de 15 nós através do Plaxis 3D Foundation para simular estacas sujeitas a carregamentos laterais, considerando uma extensão horizontal equivalente de 11 diâmetros (d) e uma extensão vertical de 1,7 L .

As dimensões globais mínimas dos modelos utilizados nesta dissertação compreendem uma largura de 11 vezes o diâmetro da estaca (d), medido a partir do centro da estaca, e uma profundidade de

1,7 vezes o comprimento da estaca (L). Estas dimensões foram consideradas adequadas para eliminar a influência dos efeitos que as fronteiras poderiam causar nos resultados a obter.

Considerou-se sempre a estaca incorporada no início do modelo geotécnico.

Deve ter-se em atenção o comportamento das interfaces solo-estrutura e introduzir elementos de interface (Figura 4.2), para simular a possibilidade de deslocamentos relativos entre o solo e a estaca.

Os elementos de interface são apresentados na modelação com uma espessura finita (Figura 4.2) mas, na formulação numérica apresentada no Plaxis 2D v. 8, as coordenadas dos pares de pontos nodais (do elemento do solo e do elemento de interface) são idênticos, isto é, o elemento de interface tem espessura nula. A ligação dos elementos da interface aos elementos do solo, no caso de elementos de 15 nós, corresponde a elementos definidos por cinco pares de nós, enquanto que para elementos de 6 nós, corresponde a três pares de nós.

De acordo com Brinkgreve et al. (2004) e como se pode observar na Figura 4.2, para uma melhor simulação mecânica das regiões com concentração de tensões (cantos das estruturas mais rígidas), os autores recomendam o prolongamento dos elementos de interface para melhorar a qualidade dos resultados numéricos obtidos.

A interface solo-estrutura é definida automaticamente por elementos apropriados para o efeito no Plaxis 2D v. 8, utilizando o critério de rotura de *Mohr-Coulomb*. A magnitude e natureza das interfaces são modeladas escolhendo um valor adequado para o fator de redução de resistência da interface (R_{inter}). Este fator relaciona a resistência da interface (atrito na parede e adesão), com a resistência do solo (ângulo de resistência ao corte e coesão), permitindo obter valores de resistência menores ou iguais aos do solo, conforme as equações seguintes:

$$c_i = R_{inter} \cdot c_{solo} \quad (4.1)$$

$$\text{tg } \phi_i = R_{inter} \cdot \text{tg } \phi_{solo} \leq \text{tg } \phi_{solo} \quad (4.2)$$

onde,

- ϕ_i – ângulo de atrito na interface;
- ϕ_{solo} – ângulo de resistência ao corte do solo;
- c_i – adesão na interface;
- c_{solo} – coesão efetiva ou resistência não drenada do solo.

Valores específicos para o valor de R_{inter} podem ser obtidos por ensaios de corte direto ou, então, através de pesquisa de propostas em diversas publicações que tratam do assunto.

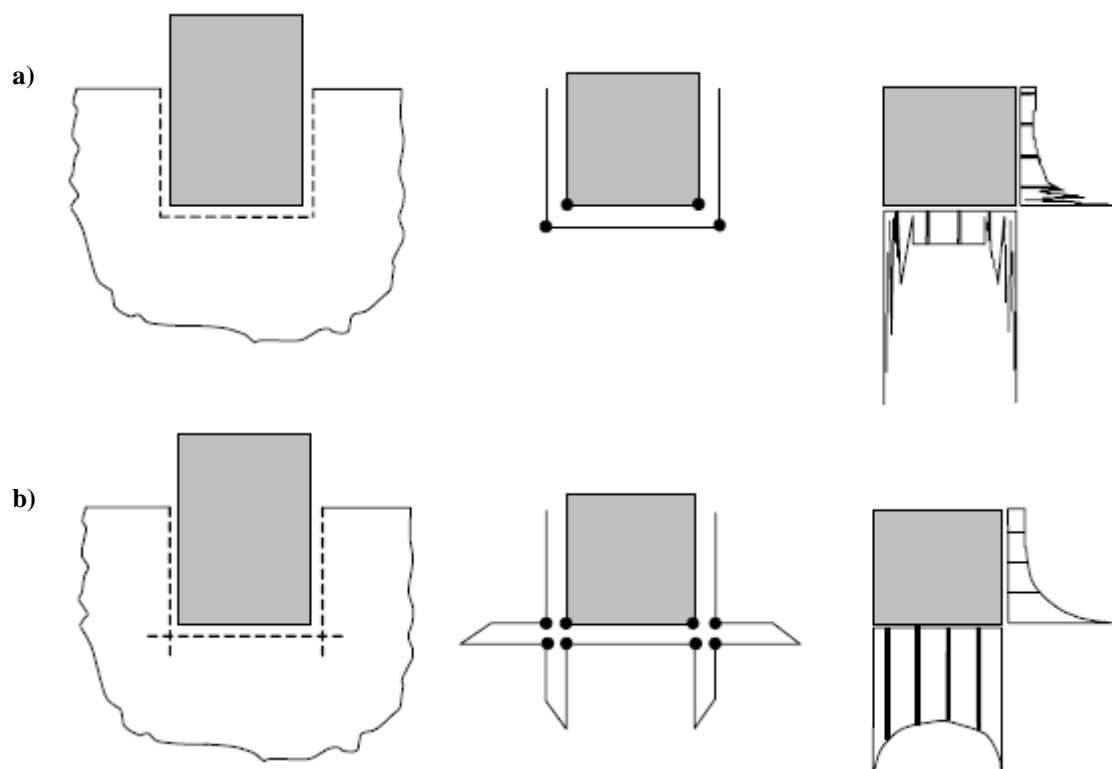


Figura 4.2 – Cantos de estruturas rígidas; a) ponto inflexível (sem prolongamento da interface), originando elevadas tensões; b) correção das tensões, através do prolongamento da interface [Fonte: Brinkgreve et al. (2004)]

O parâmetro R_{inter} (fator de redução de resistência na interface estaca/terreno) foi considerado igual a 1,0, de acordo com a Tabela 3.13, para estacas em betão, sendo elas executadas com recurso a trado continuo ou executadas com extração do solo, em solos arenosos. O R_{inter} é o coeficiente associado a ϕ' apresentado nessa tabela.

Para o caso de obra 2 (Capítulo 6) as estacas são executadas com extração do terreno e alguns estratos são constituídos por solos argilosos. Nestes casos, considerou-se 0,5 para o parâmetro R_{inter} , de acordo com as propostas apresentadas por diversos autores na Tabela 3.15. De acordo com essa tabela o α (fator de adesão) corresponde ao R_{inter} .

Nas fronteiras, fixaram-se os movimentos em todas as direções para o limite inferior, enquanto que a superfície do terreno (limite superior) se encontra livre para poder mover-se em qualquer direção. As fronteiras verticais foram fixadas contra movimentos na direção horizontal.

A malha bidimensional de elementos finitos pode ser constituída por elementos triangulares de 6 nós e por elementos triangulares de 15 nós, onde o processo de geração de malha é automático (Figura 4.3). De acordo com Brinkgreve et al. (2004), os elementos de 6 nós apresentam relações de interpolação de segunda ordem para os deslocamentos, onde a matriz de rigidez é avaliada por

integração numérica, usando um total de três pontos de Gauss por elemento. Para os elementos triangulares de 15 nós, a ordem de interpolação é quatro e a integração envolve doze pontos de Gauss.

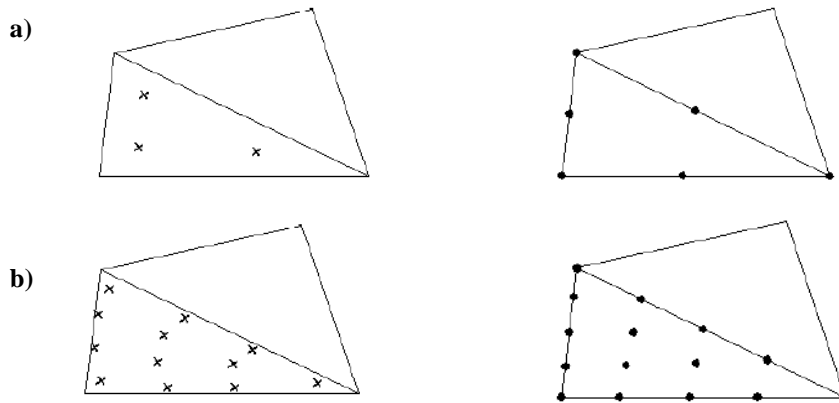


Figura 4.3 – Distribuição de nós (●) e pontos de Gauss (x) num elemento triangular: a) 6 nós e b) 15 nós utilizado pelo Plaxis 2D v. 8 [Fonte: Brinkgreve et al. (2004)]

A precisão dos resultados depende da forma e dimensão da malha que representa o sistema físico: malhas mais refinadas tendem a dar melhores resultados do que malhas menos refinadas. Logo, para se obterem resultados mais fiáveis, utilizou-se uma malha relativamente fina junto da interface solo-estaca, enquanto que uma malha mais grosseira foi usada no restante domínio.

A saída de resultados (*output*) fornece basicamente os deslocamentos nos nós e os deslocamentos e tensões nos pontos de Gauss para cada etapa de cálculo. Estes resultados podem ser visualizados através de uma interface gráfica ou em forma de tabela.

O subprograma curvas (*curves*) permite criar curvas do tipo tensão vs. deformação, tempo ou curvas carga vs. deslocamento e trajetórias de tensão ou deformação para os pontos pré-selecionados na malha.

Para os casos de obra apresentados nos Capítulos 5 e 6 foram criadas curvas carga vs. assentamento para cada estaca, para o ponto pré-selecionado da malha, que se localiza na coordenada (0,0) e corresponde ao centro do topo da estaca.

Nos casos de estudo presentes nesta dissertação, as estacas tem diâmetro de 0,80 m e comprimentos variando de 9,50 m a 57,80 m, atravessando diversos tipos de solo, com ou sem nível freático.

4.3 Modelos constitutivos

No programa Plaxis 2D versão 8 são vários os modelos constitutivos representativos do comportamento tensão-deformação dos materiais envolvidos em problemas geotécnicos. Cada modelo constitutivo apresenta formulação diferente e pode ser utilizado dependendo do tipo de modelação desejada e do tipo de solo que se pretende simular. Nos parágrafos seguintes apresentam-se os seguintes modelos constitutivos, de modo muito resumido: o modelo elástico linear, o modelo *Mohr-Coulomb*, o modelo *Jointed Rock*, o modelo *Hardening Soil*, o modelo *Soft Soil* e o modelo *Soft Soil Creep*.

Uma particularidade do programa Plaxis 2D v. 8 é que este não tem em consideração a variação do módulo de distorção, G , com a distorção, γ , utilizando sempre um valor constante de acordo com a equação:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (4.3)$$

onde E e ν são, respetivamente, o módulo de *Young* e o coeficiente de *Poisson*.

4.3.1 Modelo elástico linear

O modelo elástico linear é caracterizado pela lei de Hooke que descreve a elasticidade linear e isotrópica. De acordo com Brinkgreve et al. (2004), é um modelo inadequado para modelar o comportamento altamente não linear do solo. Contudo, pode ser utilizado para modelar estruturas maciças, tais como estacas ou paredes de betão armado.

Neste modelo, os módulos de distorção (G) e de compressibilidade volumétrica (K), são relacionados ao módulo de *Young* (E) e o coeficiente de *Poisson* (ν), através das equações:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (4.4)$$

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (4.5)$$

4.3.2 Modelo elástico perfeitamente plástico com superfície de rotura de *Mohr-Coulomb*

Para uma primeira análise do comportamento dos solos, é aconselhável utilizar o modelo elástico perfeitamente plástico com superfície de rotura de *Mohr-Coulomb*, porque apresenta uma aproximação de primeira ordem para o comportamento do solo. Este modelo estima uma rigidez média para cada camada do solo e, devido a esta rigidez constante, os cálculos tendem a ser relativamente rápidos, obtendo-se assim uma primeira aproximação para as deformações.

Neste modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico com superfície de rotura descrito pelo critério de rotura de *Mohr-Coulomb*, o material comporta-se como linear e elástico até atingir a condição de rotura, definida pela superfície de rotura de *Mohr-Coulomb*.

Este modelo requer cinco parâmetros de entrada básica, ou seja, o módulo de deformabilidade, E_s , o coeficiente de *Poisson*, ν_s , a coesão, c , o ângulo de resistência ao corte, ϕ , e o ângulo de dilatância, ψ . Normalmente, estes parâmetros são fáceis de avaliar, através, por exemplo, de correlações que existem na bibliografia, (como as apresentadas no Capítulo 3) e através de ensaios laboratoriais.

Para compreender melhor estes cinco parâmetros, consideram-se as curvas típicas tensão-deformação obtidas por ensaios triaxiais convencionais (Figura 4.4): o material é solicitado de forma isotrópica até alcançar uma tensão média, depois incrementa-se a tensão axial, σ_1 , enquanto se mantém constante a tensão radial σ_3 .

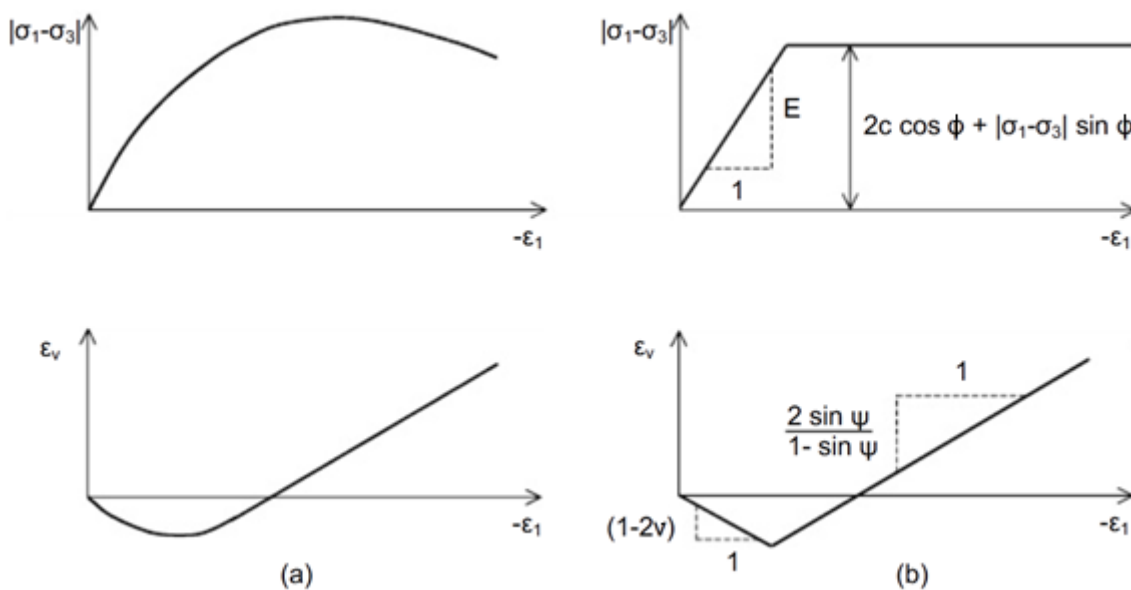


Figura 4.4 – a) Resultados de ensaios triaxiais drenados convencionais; b) Modelo elástico perfeitamente plástico [Fonte: Brinkgreve et al. (2004)]

Nesta segunda fase de carga, os materiais tendem a apresentar curvas como as apresentadas na Figura 4.4 a). O incremento de deformação volumétrica, ϵ_v , apresentado no gráfico, é típico das areias. Na Figura 4.4 b) representa-se a idealização do ensaio correspondente ao modelo de *Mohr-Coulomb*.

Há que salientar que no âmbito deste trabalho, foi considerado como módulo de deformabilidade do solo, E_s , o obtido através das correlações apresentadas no parágrafo 3.4.5, o que significa que a sua ordem de grandeza se encontra associada aos níveis de distorção impostos aos solos pelos ensaios de campo cujos resultados se usaram.

Na Figura 4.5 é apresentada a janela do conjunto de dados a inserir no separador *Parameters*, correspondente ao modelo constitutivo de *Mohr-Coulomb* do programa Plaxis 2D v. 8. De acordo com a figura, o módulo de deformabilidade do solo, E_s , corresponde ao parâmetro E_{ref} apresentado.

Figura 4.5 – Janela do conjunto de dados a inserir no separador *Parameters* correspondente ao modelo constitutivo de *Mohr-Coulomb* [Fonte: Brinkgreve et al. (2004)]

O programa calcula automaticamente o módulo de deformabilidade edométrico, E_{oed} , e o módulo de distorção, G_{ref} , pelas equações seguintes, relacionando o módulo de deformabilidade E_s com o coeficiente de Poisson do solo, ν_s :

$$E_{oed} = \frac{E_s \cdot (1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s) \cdot (1 - 2 \cdot \nu_s)} \quad (4.6)$$

$$G_{ref} = \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu_s)} \quad (4.7)$$

Note-se que o índice *ref* apresentado nos parâmetros a inserir no programa, indica que estes podem ser drenados ou não drenados, de acordo com o tipo de comportamento a que o solo esteja sujeito. No parágrafo 4.4, explicam-se as diversas hipóteses de cálculo do Plaxis 2D v. 8, de acordo com o tipo de comportamento do solo.

Tendo em conta que o módulo de deformabilidade tem tendência a aumentar com a pressão de confinamento, é possível representar este efeito para o caso do modelo constitutivo de *Mohr-Coulomb* através de uma opção especial do Plaxis 2D v. 8, que tem em conta o incremento do módulo de deformabilidade por unidade de profundidade, E_{incrm} , considerado a partir de um determinado nível de referência do estrato de solo em causa, y_{ref} , ou seja, antes e para o nível dado pelo parâmetro y_{ref} de um estrato de solo, o módulo de deformabilidade permanece igual ao indicado para E_{ref} , enquanto que a baixo de y_{ref} já se tem em conta a influência de E_{incrm} , de acordo com a equação seguinte:

$$E_s = E_{ref} + E_{incrm} \cdot (y - y_{ref}), \quad y > y_{ref} \quad (4.8)$$

onde, y , representa a profundidade na camada de um determinado tipo de solo.

É usual considerar-se um aumento linear em profundidade do módulo de deformabilidade em solos arenosos e em argilas moles a médias. Poulos e Davis (1980) consideram a Equação 4.9 para esses casos, a partir de um valor nulo. Normalmente, considera-se que E_s cresce em profundidade da mesma forma que o módulo de reação do solo, K , de acordo com:

$$E_s = N_h \cdot y \quad (4.9)$$

$$K = n_h \cdot y \quad (4.10)$$

pelo que, $N_h = n_h$, e onde N_h representa a taxa de variação de E_s em profundidade, y , e n_h corresponde à taxa de crescimento do módulo de reação horizontal em profundidade. Nas Tabelas 4.1 e 4.2 apresentam-se algumas propostas para solos argilosos e para o caso de areias.

Como a generalidade das propostas da bibliografia se referem a estacas carregadas na horizontalmente, a mesma se adaptaram as considerações anteriores ao caso de estacas carregadas verticalmente, tendo sido usada a seguinte equação para o cálculo do módulo de deformabilidade crescente em profundidade para estacas carregadas à compressão:

$$E(y) = n_h \cdot \frac{\text{perímetro da estaca}}{\text{diâmetro}} \cdot y \quad (4.11)$$

Não esquecendo que a Equação 4.11 considera o aumento do módulo de deformabilidade, à partir de um valor nulo à superfície da camada.

Tabela 4.1 – Valores de n_h para solos argilosos

Tipo de solo	n_h (kN/m ³)	Autor
Argila mole normalmente consolidada	163 a 3447*	Reese e Matlock (1956)
	272 a 543*	Davisson e Prakash (1963)
	350 a 700	Tomlinson (1981)
Argila orgânica normalmente consolidada	109 a 272*	Peck e Davisson (1962)
	109 a 814*	Davisson (1970)
Siltes orgânicos moles	150	Tomlinson (1981)

Nota: *Proposta original em lb/in³

Tabela 4.2 – Valores de n_h para areias

Autor	Compacidade relativa	n_h (MN/m ³)		
		Solta	Medianamente compacta	Densa
Terzaghi (1955)	areia seca ou húmida	2,5	7,5	20
	areia submersa	1,4	5	12
Reese et al. (1974)	areia submersa	5,3	16,3	34

4.3.3 Modelo *Jointed Rock*

O modelo *Jointed Rock* é um modelo elasto-plástico anisotrópico, especialmente utilizado para simular o comportamento das camadas de rocha que envolvem camadas estratificadas em direções particulares.

A plasticidade pode ocorrer num máximo de três direções de corte. Cada camada tem os seus próprios parâmetros de ângulo de resistência ao corte, ϕ , e de coesão, c . A rocha intacta é considerada como tendo um comportamento elástico, com propriedades constantes para o módulo de deformabilidade e coeficiente de *Poisson*.

4.3.4 Modelo *Hardening Soil*

O modelo constitutivo de *Hardening Soil* é um modelo hiperbólico com endurecimento, que pode ser utilizado para qualquer tipo de solo (Schanz, 1999).

O modelo *Hardening Soil* obriga à definição de três módulos de deformabilidade para o solo: o módulo de deformabilidade secante, correspondente a 50% da tensão de rotura, E_{50} , o módulo de deformabilidade na descarga-recarga, E_{ur} , e o módulo de deformabilidade edométrico, E_{oed} , além de utilizar a envolvente de rotura de acordo com o critério de *Mohr-Coulomb*, considerando também os parâmetros de c , ϕ e ψ .

Em contraste com o modelo *Mohr-Coulomb*, este modelo tem em consideração a dependência da tensão com a rigidez do solo através da teoria da plasticidade. Isto significa que todas as rigidezes aumentam com a tensão vertical efetiva. Este modelo não tem em consideração efeitos como o “descolamento” das estruturas em relação ao solo.

Quando um provete de solo é submetido a uma tensão de desvio sofre uma diminuição de rigidez e simultaneamente uma deformação plástica irreversível. Durante um ensaio, a curva que relaciona a extensão axial, ε_1 , com a tensão de desvio, q , para um carregamento triaxial drenado, pode ser razoavelmente aproximada por uma hipérbole, como a apresentada na Figura 4.6 e descrita pela equação seguinte:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a}, \text{ para: } q < q_f \quad (4.12)$$

onde, E_{50} é o módulo de deformabilidade secante para 50% da tensão de desvio máxima, q_f , enquanto q_a representa a assíntota da hipérbole.

O parâmetro E_{50} é função da tensão efetiva de confinamento, σ'_3 , e pode ser calculado a partir da Equação 4.13, em que, E_{50}^{ref} é o módulo de deformabilidade secante em estado triaxial, correspondente a 50% da tensão de rotura, para uma tensão de referência, p'_{ref} , considerada igual a 100 kPa e o parâmetro m estabelece a dependência da rigidez com as tensões:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cos\phi' - \sigma'_3 \cdot \sin\phi'}{c' \cdot \cos\phi' + p'_{ref} \cdot \sin\phi'} \right)^m \quad (4.13)$$

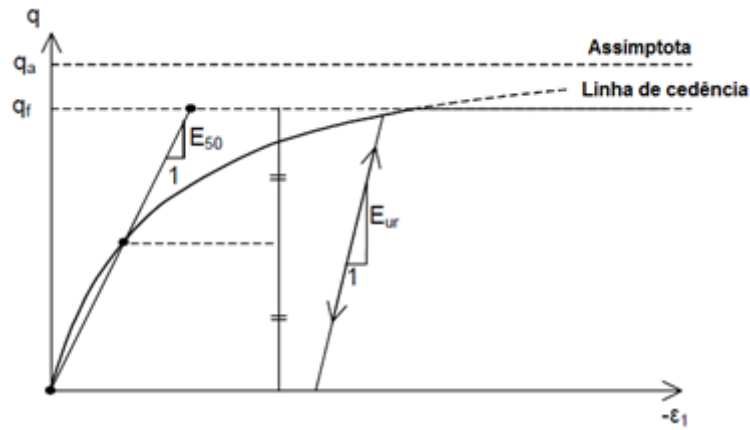


Figura 4.6 – Relação hiperbólica entre tensão e extensão num ensaio triaxial drenado
[Fonte: Brinkgreve et al. (2004)]

Através dos parâmetros de resistência provenientes do critério de rotura de *Mohr-Coulomb*, é possível obter a tensão de desvio máxima:

$$q_f = (c' \cdot \cot \phi' - \sigma'_3) \cdot \frac{2 \cdot \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (4.14)$$

e a assíntota da hipérbole correspondente é determinada por:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (4.15)$$

onde R_f é o coeficiente de rotura, que tem de ser inferior a 1, (Plaxis 2D v. 8 considera como valor padrão adequado $R_f = 0,9$).

Em relação ao módulo de deformabilidade edométrico, E_{oed} , representa a rigidez devido a compressão unidimensional e calcula-se através da seguinte equação:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cos \phi' - \sigma'_1 \cdot \sin \phi'}{c' \cdot \cos \phi' + p'_{ref} \cdot \sin \phi'} \right)^m \quad (4.16)$$

onde E_{oed}^{ref} é o módulo de deformabilidade edométrico para uma tensão vertical de referência, p'_{ref} , considerada igual a 100 kPa.

Outro parâmetro específico do modelo de *Hardening Soil* é o E_{ur} , o módulo de deformabilidade que representa o solo nas trajetórias de descarga-recarga:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cos\phi' - \sigma'_3 \cdot \sin\phi'}{c' \cdot \cos\phi' + p'_{ref} \cdot \sin\phi'} \right)^m \quad (4.17)$$

onde E_{ur}^{ref} é o módulo de deformabilidade na descarga-recarga, em estado triaxial, para tensão vertical igual a tensão de referência, p'_{ref} , considerada igual a 100 kPa.

A Tabela 4.3 apresenta os parâmetros necessários para a definição deste modelo, classificados de acordo com a designação adotada por Brinkgreve et al. (2004). Em alguns parâmetros, nomeadamente nos "avançados", assim classificados pelos autores, são indicados entre parênteses os valores adotados por defeito pelo programa, e em outros casos os valores padrão considerados por Brinkgreve et al. (2004).

Na presente dissertação, de modo simplificado, considerou-se o parâmetro E_{oed}^{ref} a partir da equação seguinte, que relaciona o módulo de deformabilidade, E_s , e o coeficiente de *Poisson*, ν_s :

$$E_{oed}^{ref} = \frac{E_s \cdot (1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s) \cdot (1 - 2 \cdot \nu_s)} \quad (4.18)$$

onde o parâmetro E_s foi obtido a partir da informação e correlações apresentadas no Capítulo 3 da presente dissertação. Esta simplificação foi considerada devido à falta de informação relevante para os estudos em apreço.

Note-se que, tal como no caso do modelo constitutivo de *Mohr-Coulomb*, o índice *ref* apresentado nos parâmetros a inserir no programa indica que estes podem ser drenados ou não drenados, de acordo com o tipo de comportamento a que o solo está sujeito. No parágrafo 4.4, explicam-se as diversas hipóteses de cálculo do Plaxis 2D v. 8, de acordo com o tipo de comportamento do solo.

Tabela 4.3 – Parâmetros usados pelo modelo de *Hardening Soil*

Tipo	Parâmetros	Unidades
Cedência	c^* coesão	kPa
	ϕ^* ângulo de resistência ao corte	°
	ψ ângulo de dilatância	°
Rigidez	E_{50}^{ref} módulo de deformabilidade secante, em estado triaxial, correspondente a 50% da tensão de rotura, para uma tensão de referência considerada igual a 100 kPa ($E_{50}^{ref} \cong E_{oed}^{ref}$)	kPa
	E_{oed}^{ref} módulo de deformabilidade edométrico tangente para tensão vertical igual à tensão de referência considerada igual a 100 kPa	kPa
	m potência para a dependência tensional da rigidez (aproximadamente: 0,5 para areias e 1,0 para solos argilosos moles)	-
Avançados	E_{ur}^{ref} módulo de deformabilidade descarga-recarga, em estado triaxial, para uma tensão vertical igual à tensão de referência considerada igual a 100 kPa ($E_{ur}^{ref} \cong 3 \cdot E_{50}^{ref}$)	kPa
	ν_{ur} coeficiente de <i>Poisson</i> em descarga-recarga (0,2)	-
	p'_{ref} tensão de referência para a rigidez (100 kPa)	kPa
	K_0^{nc} coeficiente de impulso em repouso ($K_0^{nc} = 1 - \sin \phi$)	-
	R_f quociente entre q_f e q_a (0,9)	-

Fonte: Brinkgreve et al. (2004)

* Em tensões totais ou efetivas de acordo com o tipo de comportamento

Nota: Entre parenteses indicam-se os valores considerados nas análises dos Capítulos 5 e 6 para alguns dos parâmetros usados, tendo em conta a falta de informação específica.

4.3.5 Modelo *Soft Soil*

O modelo *Soft Soil* é um modelo baseado no modelo *Cam Clay* e foi especialmente criado para ser usado em situações em que existe consolidação primária de argilas normalmente consolidadas ou ligeiramente sobreconsolidadas.

As principais características do modelo correspondem a quatro pontos principais: (1) dependência da rigidez relativamente ao nível de tensão (comportamento não linear); (2) a resposta do solo em carregamento primário é diferente da resposta em descarga-recarga; (3) a possibilidade de consideração da tensão de pré-consolidação; (4) a rotura do material obedece ao critério de rotura de *Mohr-Coulomb*.

4.3.6 Modelo *Soft Soil Creep*

O modelo *Soft Soil Creep* é um modelo que pode ser considerado como uma extensão do modelo *Soft Soil*, pois permite incluir o efeito do tempo e da fluência.

Uma vez que praticamente todos os solos apresentam fluência, usar um modelo que tenha em conta este fenómeno reproduz mais fielmente o comportamento real dos solos.

É um modelo especialmente utilizado para solos normalmente consolidados, como argilas e siltes, sendo que a característica essencial deste tipo de solos é o seu elevado grau de compressibilidade. De acordo com Janbu (1969), na sequência dos seus estudos através de ensaios edométricos, o módulo de deformabilidade edométrico nas argilas normalmente consolidadas é cerca de dez vezes inferior ao módulo de deformabilidade obtido com areias normalmente consolidadas.

4.4 Comportamento drenado e não drenado

Para modelar o comportamento não drenado dos solos, o Plaxis 2D v. 8 disponibiliza quatro alternativas de análise:

- análise não drenada em termos de tensões efetivas, usando parâmetros de deformabilidade efetivos; nesta análise seleciona-se a opção “não drenada” para o solo e fornecem-se os valores drenados de E_s e ν_s ; o programa calcula automaticamente os respetivos valores não drenados: E_u e ν_u . Esta opção é disponível para todos os modelos constitutivos do solo previstos no programa Plaxis 2D v. 8;
- análise não drenada em termos de tensões efetivas, usando parâmetros de resistência efetivos; nesta análise seleciona-se a opção “não drenada” para o solo e devem introduzir-se os parâmetros de resistência efetiva ϕ' e c' ;
- análise não drenada em termos de tensões efetivas, usando parâmetros de resistência não drenados; nesta análise seleciona-se a opção “não drenada” para o solo e consideram-se os parâmetros $\phi_u = 0$ e $c_u \neq 0$; esta opção está disponível apenas para os modelos *Mohr-Coulomb* e *Hardening Soil*;
- análise não drenada em termos de tensões totais, usando parâmetros não drenados. Nesta análise seleciona-se a opção “não poroso” para o solo; as permeabilidades em todas as direções são consideradas nulas; utilizam-se valores de E_u e ν_u ao invés de E_s e ν_s ; são utilizados os parâmetros $\phi_u = 0$ e $c_u \neq 0$; este tipo de análise só é recomendada com o modelo *Mohr-Coulomb*.

Para solos que apresentam comportamento drenado, como por exemplo as areias, seleciona-se a opção “drenada” para os solos e devem utilizar-se os parâmetros em condições efetivas. Este tipo de análise foi realizada para o caso de obra 1 (Capítulo 5).

No caso de obra 2 (Capítulo 6) modelou-se o comportamento drenado dos solos, como referido para o caso de obra 1 e, para modelar o comportamento não drenado, usaram-se os parâmetros de resistência não drenados, isto é, nesta análise selecionou-se a opção “não drenada” para o solo e consideram-se os parâmetros $\phi_u = 0$ e $c_u \neq 0$.

Capítulo 5

Caso de obra 1: Refinaria de Sines Artenius Mega PTA

5.1 Introdução

O primeiro caso de obra é a Refinaria de Sines Artenius Mega PTA, que tem como principal atividade o fabrico de PTA (*Purified Terephthalic Acid* – Ácido Tereftálico Purificado), matéria-prima para fábriço de plástico. É a maior unidade europeia do género e encontra-se situada a 4 km de Sines (Figura 5.1).

O dono da obra é a empresa ARTENIUS UK, empresa especializada em projetos de desenvolvimento de zonas industriais, essencialmente ligados à área da energia. A obra foi adjudicada à empresa OPWAY.

A refinaria tem 19 zonas de utilização, cada uma destinada a uma determinada atividade. Devido às dimensões e características de cada zona, o projeto geotécnico dividiu a área total em áreas mais reduzidas onde, no âmbito do presente estudo, foi selecionada uma dessas zonas, designada pela zona B (área de oxidação, reação e cristalização). Nessa zona, foram implementados edifícios mistos fundados em 74 estacas. As estacas executadas em toda a obra foram estacas realizadas com recurso a trado contínuo.

Na zona B os edifícios foram fundados em estacas com três diâmetros diferentes (0,50 m, 0,60 m e 0,80 m), submetidas a diferentes cargas máximas durante a sua vida útil. O estudo a desenvolver nesta dissertação é realizado sobre a estaca com diâmetro 0,80 m, a qual foi sujeita a um ensaio de carga estático que não foi levado a rotura.



Figura 5.1 – Localização da Refinaria Artenius Mega PTA [Fonte: Google Maps]

Os parágrafos 5.2 a 5.5 sintetizam a informação considerada relevante, tendo como base o estudo efetuado por Gomes (2009).

No parágrafo 5.6 apresenta-se uma síntese do estudo realizado por Franco (2011) para este caso de obra. Nesse trabalho o autor procurou prever, por métodos de extrapolação e por métodos baseados em resultados de ensaios SPT e CPT, o valor da carga última da estaca ensaiada.

No parágrafo 5.7 avaliaram-se os parâmetros geotécnicos do terreno, através de propostas retiradas da literatura, já referidas no Capítulo 3.

No âmbito da presente dissertação, a carga última desta mesma estaca é avaliada através da aplicação do método de elementos finitos, através do programa computacional Plaxis 2D v. 8, e comparada no parágrafo 5.8 com os resultados obtidos por Franco (2011).

5.2 Ensaios de caracterização do terreno

Para implantação da obra realizaram-se vários ensaios para caracterização do terreno, sendo: 19 ensaios SPT, 14 ensaios CPT, 2 ensaios de cone sísmico, e foram executados 6 poços de reconhecimento de onde foram retiradas amostras remexidas.

Estas amostras foram caracterizadas por intermédio de ensaios laboratoriais, designadamente com recurso aos seguintes ensaios: análise granulométrica por peneiração, ensaios de compactação Proctor modificado, ensaio de corte direto e ensaio CBR. Na Figura 5.2 é apresentada a caracterização geotécnica do solo e na Tabela 5.1 são apresentados os parâmetros geotécnicos do solo usados por Gomes (2009).

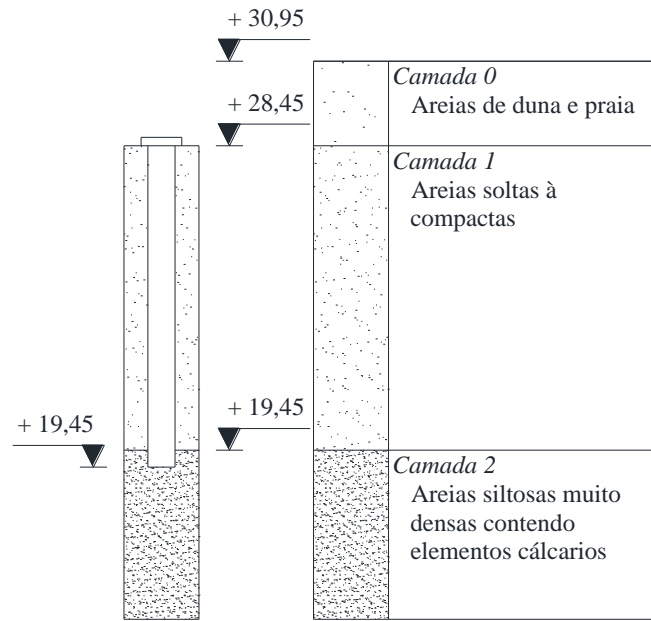


Figura 5.2 – Caracterização geotécnica do solo e esquema da estaca ensaiada (unidades em metros)

Tabela 5.1 – Parâmetros geotécnicos do solo, Gomes (2009)

Camada	Tipo de terreno	γ_h (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	E_s (MPa)
0	Areias de duna e praia	20	0	29	12
1	Areias soltas a compactas	20	0	32	25
2	Areias siltosas muito densas contendo elementos calcários	22	0	38	75

As análises efetuadas no Plaxis 2D v. 8 e os resultados de Franco (2011) não tiveram em conta a contribuição da camada 0, relativa as areias de duna e praia, para a capacidade resistente da estaca no que toca a esforços axiais, pois procedeu-se à sua remoção antes da colocação da estaca.

No entanto, para a determinação dos parâmetros geotécnicos tendo em conta os resultados dos ensaios de campo SPT e CPT, não foi desprezado o efeito da camada 0, nomeadamente, para a correção dos valores de N_{SPT} e q_c , através do fator C_N , o qual atende ao efeito do peso dos terrenos sobrejacentes.

5.3 Caracterização da estaca ensaiada

Sobre uma das estacas inseridas na zona B foi realizado um ensaio de carga estático em compressão. A estaca ensaiada tem 0,8 m de diâmetro e 9,5 m de comprimento, ver Figura 5.2. As estacas foram executas com recurso a trado contínuo.

No Plaxis 2D v. 8 a estaca é modelada recorrendo ao modelo constitutivo elástico linear, com um comportamento "não poroso", com as propriedades apresentadas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Propriedades da estaca inserida no Plaxis 2D v. 8 - Caso de obra 1

Parâmetros	Valores	Unidades
Peso volúmico	25	kN/m ³
Módulo de <i>Young</i> , E	31x10 ⁶	kN/m ²
Coeficiente de <i>Poisson</i> , ν	0,2	-
Fator de redução da resistência na interface: R_{inter}	1	-

5.4 Caracterização geotécnica do terreno

Nas imediações da zona B onde decorreu o ensaio de carga foram efetuados dois furos de sondagem. Nestes efetuaram-se ensaios SPT (SPT 7 e SPT 12) e foi igualmente realizado um ensaio CPT (CPT 4), sendo que esses registos permitiram descrever litologicamente os terrenos interessados.

Na Figura 5.3 são apresentados resumidamente os resultados da investigação *in situ* dos ensaios SPT. De acordo com os resultados obtidos, realizou-se uma separação por camadas, adotando um valor médio de N_{SPT} para cada uma das camadas.

Há que anotar que o valor de N_{SPT} do ensaio SPT 12 que se encontra à profundidade de 10,8 m não foi contabilizado para efeitos de cálculo, uma vez que é muito discrepante em comparação com os que o rodeiam.

A Figura 5.4 apresenta os resultados do ensaio CPT, relativos aos valores de q_c e os respetivos valores médios por camada. Na Tabela 5.3 encontra-se a estratigrafia e o número médio de pancadas N_{SPT} para cada camada, tal como os valores médios obtidos do ensaio CPT para a resistência de ponta do cone, q_c .

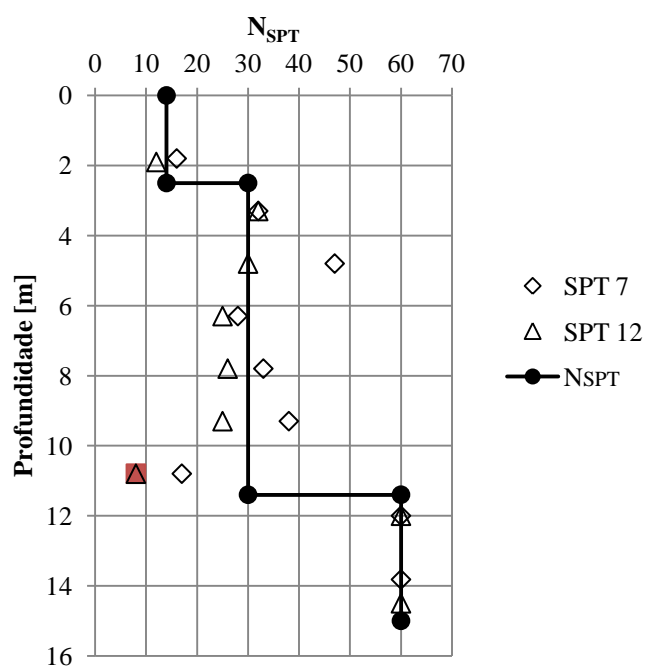


Figura 5.3 – Resultados dos dois ensaios SPT e valores de N_{SPT} médios para cada camada

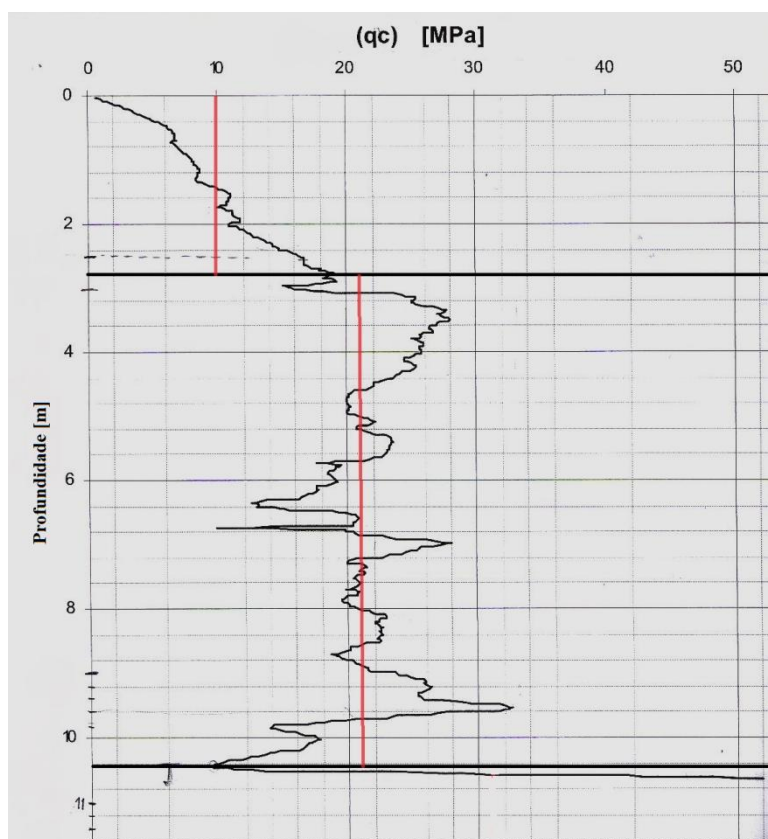


Figura 5.4 – Resultados do ensaio CPT e valores de q_c médios por camada

Tabela 5.3 – Caracterização geotécnica e valores médios N_{SPT} do ensaio SPT e q_c do ensaio CPT, para cada camada

Camada	Tipo de terreno	Cota do topo da camada (m)	Fuste (m)	N_{SPT}	q_c (MPa)
0	Areias de duna e praia	+ 30,95	0,0	14	10
1	Areias soltas a compactas	+ 28,45	9,0	30	21
2	Areias siltsas muito densas contendo elementos calcários	+ 19,45	0,5	60	50

5.5 Ensaio de carga estática

O método de ensaio de carga estática utilizado foi o ensaio *Maintained Load Test*. Neste caso de obra, o objetivo do ensaio era garantir que a estaca respondesse de modo satisfatório à carga máxima de projeto (2500 kN), majorada de 1,5 vezes (3750 kN).

Após a execução da estaca (estaca experimental), colocou-se sobre esta um sistema de reação como o ilustrado na Figura 5.5, constituído por uma estrutura rígida de vigas metálicas, ligadas a duas estacas de reação dispostas simetricamente. Este sistema de reação já foi anteriormente explicado resumidamente no ponto 3 do parágrafo 2.3.1.1.

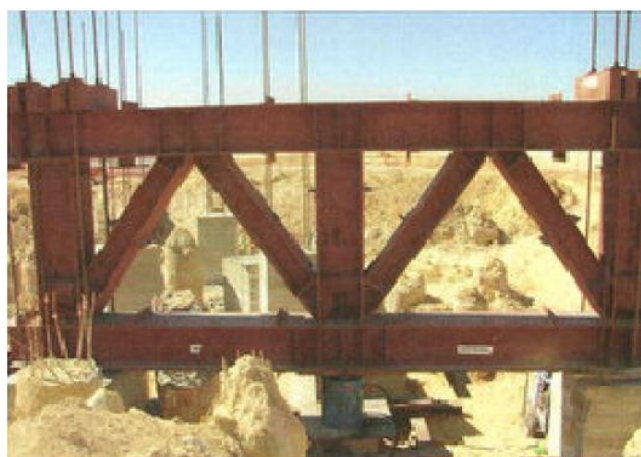


Figura 5.5 – Sistema de reação da aplicação da carga de ensaio [Fonte: Gomes (2009)]

Os esforços foram transmitidos uniformemente à estaca experimental através de um macaco hidráulico, em que o plano de cargas foi estabelecido com base em dois ciclos de carga e descarga, o primeiro de 2500 kN e o segundo com a carga máxima aplicada de 3750 kN, que correspondeu a 1,5 vezes a carga de serviço (carga máxima que se espera que a estaca esteja sujeita axialmente ao longo da sua vida útil).

Após a implantação de todo o sistema estacas/vigas metálicas, colocaram-se os mecanismos de medição e controlo da carga aplicada, ao nível da cabeça da estaca.

Foram colocados dois defletómetros na cabeça da estaca para a medição dos deslocamentos obtidos e, para efeitos de cálculo, o valor do deslocamento para cada etapa de carregamento corresponde à média dos dois valores registados pelos equipamentos de medição. Depois de concluído o ensaio obteve-se uma curva tipo carga vs. assentamento do maciço solo-estaca.

A curva carga vs. assentamento resultante do ensaio de carga estático, isto é, do plano de cargas, é apresentada no Anexo A, parágrafo A.1.1. Para efeitos da presente análise, os ciclos de descarga não foram considerados (Anexo A, parágrafo A.1.2. – Curva carga vs. assentamento experimental), tal como, não foram considerados por Franco (2011).

5.6 Previsão e avaliação da capacidade resistente última

Franco (2011) realizou duas abordagens distintas para a previsão da capacidade resistente última da estaca ensaiada, sendo elas:

- previsão da capacidade resistente última da estaca através de métodos de extrapolação da curva carga vs. assentamento, obtida no ensaio de carga estático, sabendo-se, à partida, que estes não atingiram a rotura, (Brinch-Hansen (1963), Mazurkiewicz (1972), Butler e Hoy (1977), Chin (1971, 1978) e Décourt (1996));
- avaliação da capacidade resistente última das estacas através de métodos que têm por base resultados obtidos em ensaios de campo, (Meyerhoff (1956, 1976), Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Monteiro (2000) e Philipponnat (1980)).

Estes métodos já foram referidos e estudados por Franco (2011), não sendo objeto de estudo desta dissertação abordá-los novamente. São simplesmente utilizados os resultados apresentados na referida dissertação. Na Tabela 5.4, são apresentados esses valores de capacidade resistente última e as respectivas médias de acordo com os diferentes métodos.

No estudo que realizou, Franco (2011) concluiu que, pelo facto do ensaio de carga estática não ter sido levado à rotura, não era possível avaliar de forma precisa qual ou quais os métodos que melhor definem a carga última.

Franco (2011) realizou também uma previsão da capacidade resistente última, utilizando os mesmos métodos de extrapolação, mas considerando menos pontos na curva carga vs. assentamento, do que inicialmente utilizados. Verificou então uma redução significativa na

capacidade resistente última. Logo, este último conjunto de resultados não foi utilizado para comparação de resultados, uma vez que eram todos eles inferiores à carga máxima do ensaio, onde não se verificou a rotura.

Tabela 5.4 – Resultados obtidos por Franco (2011) – Caso de obra 1

Métodos		Q _u (kN)	Q _{u,med} (kN)
Critérios de rotura (Tomlinson, 1981)	Ponto 5*	3735	3238
	Ponto 6 [§]	2740	
Métodos de extrapolação da curva carga vs. assentamento	Brinch – Hansen (1963)	3605	3636
	Mazurkiewicz (1972)	3700	
	Butler e Hoy (1977)	3713	
	Chin (1971, 1978)	3986	
	Décourt (1996)	3175	
Métodos baseados nos resultados de ensaios de campo	SPT	Meyerhoff (1956, 1976)	6758
		Aoki e Velloso (1975)	
		Décourt e Quaresma (1978)	
		Monteiro (2000)	
	CPT	Aoki e Velloso (1975) q _s calculado	8387
		Aoki e Velloso (1975) q _s medido	
		Philipponnat (1980)	–
Métodos baseados nos resultados de ensaios de campo SPT (valores corrigidos)		Meyerhoff (1956, 1976)	6180
		Aoki e Velloso (1975)	
		Décourt e Quaresma (1978)	
		Monteiro (2000)	

Notas: Critérios de rotura (Tomlinson, 1981):

* Ponto 5 – carga que provoca a cedência plástica ou um assentamento efetivo de 6 mm (0,25 polegadas)

§ Ponto 6 – carga última definida pela interseção de duas linhas tangentes. A primeira traçada a partir da zona linear inicial da curva de assentamento total e, a segunda, a partir da zona mais inclinada da mesma curva

Há que notar que a média de valores da capacidade resistente última relativa ao critério de rotura de Tomlinson (1981) e os obtidos através dos métodos de extrapolação da curva carga vs. assentamento, também resultaram inferiores à carga máxima do ensaio (Tabela 5.4).

São desprezados os resultados obtidos através da proposta de Philipponnat (1980) para fazer a média dos métodos baseados nos resultados de ensaios de campo CPT, por serem bastante diferentes dos restantes.

Franco (2011) verificou que para este caso de obra, ao comparar os resultados da capacidade resistente última, os valores médios obtidos com métodos baseados em resultados de ensaios SPT e CPT apresentam, respetivamente, uma variação de +86% e +131% superior aos métodos de extrapolação.

Verificou também que a média dos resultados obtidos usando os diferentes métodos baseados nos ensaios de campo SPT com aplicação do fator corretivo conduzem a resultados que representam uma variação de -9% em relação à média dos resultados obtidos usando valores de N_{SPT} não corrigidos.

5.7 Avaliação dos parâmetros geotécnicos

A partir dos registos obtidos nos ensaios de campo SPT e CPT e com base nas propostas de diversos autores, descritas no Capítulo 3, obteve-se uma gama de valores relativos, neste caso, ao ângulo de resistência ao corte (ϕ') e ao módulo de deformabilidade (E_s).

Há que salientar que foram considerados os pesos volúmicos que se acharam mais adequados de acordo com os valores dos ensaios de campo SPT e CPT, logo, os parâmetros apresentados na Tabela 5.1 apenas foram utilizados para a modelação da 1ª hipótese de estudo (parágrafo 5.8.1.1). Todos os restantes cálculos consideraram os pesos volúmicos apresentados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Pesos volúmicos arbitrados para as camadas de solo

Camada	Peso volúmico húmido (kN/m ³)	Peso volúmico saturado (kN/m ³)
0	17	18
1	18	19
2	20	21

No Anexo B parágrafo B.1.1 e B.1.2 encontram-se as tabelas discriminadas para a avaliação do ângulo de resistência ao corte através dos ensaios de campo SPT, pela correlação de Teixeira (1996) como foi referido no parágrafo 3.4.1 e 3.5.

Para a avaliação do ângulo de resistência ao corte de acordo com os resultados do ensaio CPT, este foi calculado pela proposta de Durgonoglu e Mitchell (1975), tendo-se considerado como referência os dados da Tabela 5.6. Como referido no parágrafo 3.4.1, neste caso específico utiliza-se o q_c não corrigido. Na Figura 5.6 é apresentado como se obteve o ângulo de resistência ao corte a partir desse gráfico.

Tabela 5.6 – Tensão efetiva vertical, σ'_{v0} , e resistência de ponta do ensaio CPT, q_c

Camada	σ'_{v0} (kN/m ²)	q_c (MN/m ²)
1	115	21
2	190	50

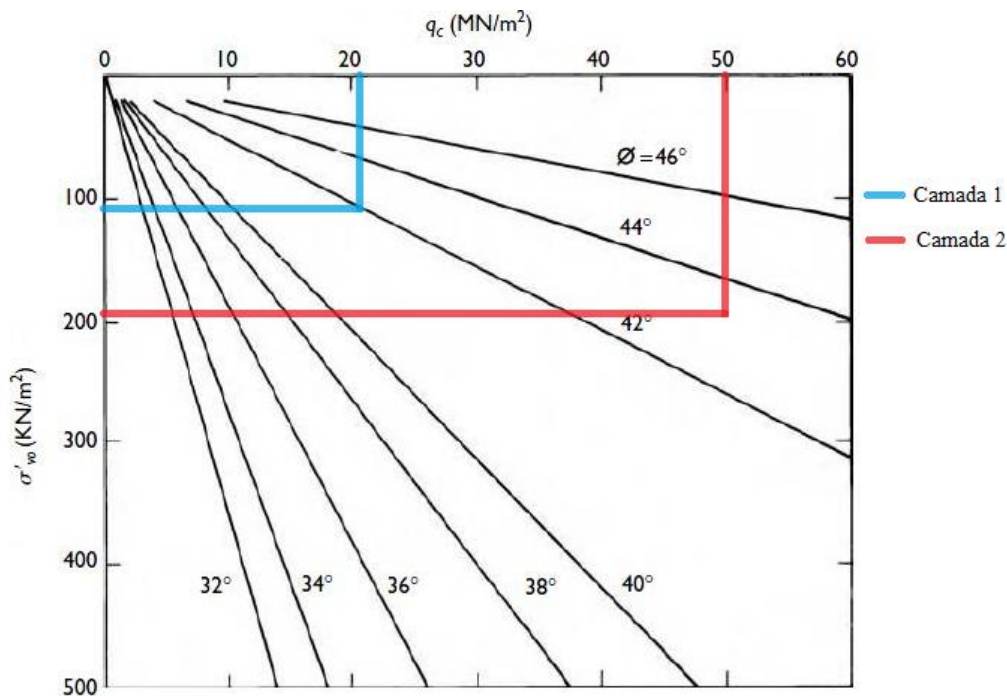


Figura 5.6 – Determinação do ângulo de resistência ao corte, pela proposta de Durgonoglu e Mitchell (1975) através dos resultados do ensaio CPT

Na Tabela 5.7, simplesmente, é apresentada uma média para cada camada, para o ângulo de resistência ao corte e para o módulo de deformabilidade, tendo em conta o que foi referido anteriormente.

Tabela 5.7 – Ângulo de resistência ao corte efetivo e módulo de deformabilidade de acordo com os ensaios SPT, CPT e os usados por Gomes (2009)

Camada	ϕ'_p ¹ (°)	ϕ'_p (°) SPT	ϕ'_p (°) CPT	ϕ'_p (°) (Tabela 3.9)	E_s ¹ (kPa)	E_s ² (kPa) SPT	E_s ² (kPa) CPT	E_s (kPa) (Tabela 3.17)
1	32	41	42	34-40	25000	55000	60000	20000 a 50000
2	38	46	44 *	40-48	75000	75000	110000	50000 a 200000

Nota: * Valor arredondado por excesso

¹ Valores retirados de Gomes (2009)

² O parágrafo 5.8 apresenta como se obtiveram estes valores

Cabe ressaltar que os furos de sondagem onde se efetuaram os ensaios SPT não foram realizados próximos do local onde se realizou o ensaio CPT. Desta forma, as comparações diretas que poderiam ser feitas entre SPT e CPT ficam prejudicadas.

Há que ter em nota que são considerados os valores de N_{SPT} corrigidos para obter os parâmetros geotécnicos baseados no ensaio SPT, tal como os valores de q_c utilizados são valores corrigidos, exceto situações específicas, já mencionadas anteriormente.

5.8 Previsão e avaliação da capacidade resistente última através do programa Plaxis 2D v. 8

Para modelar a estaca, e como esta é submetida a carregamentos axiais, considerou-se um modelo axissimétrico, em que a estaca foi posicionada ao longo do eixo de simetria, logo, só foi representada metade da secção desta. Tanto a estaca como o solo são modelados com elementos triangulares de 15 nós.

Relativamente às dimensões do modelo, a literatura fornece indicações sobre as dimensões mínimas dos limites do modelo geométrico necessárias para a obtenção de resultados numéricos confiáveis, isto é, para evitar a influência das condições de fronteira. Como já referido no Capítulo 4, considerou-se como limite horizontal mínimo 11 vezes o diâmetro da estaca a contar do centro da mesma e, para limite vertical, no mínimo 1,7 vezes o comprimento da estaca.

De modo a tornar o modelo mais realista há que considerar condições de fronteira adequadas: nos contornos laterais da esquerda e da direita impediram-se os deslocamentos horizontais e, no contorno inferior do modelo, os deslocamentos horizontais e verticais (completa aderência). Ver a Figura 5.7 do modelo geométrico considerado.

É de notar que a estaca foi modelada inicialmente juntamente com o terreno pois, devido a escassa informação na literatura, não é viável considerar o processo construtivo da estaca no terreno.

Os parâmetros do solo e da estaca aplicados no programa Plaxis 2D v. 8 são apresentados nos parágrafos seguintes.

A modelação adequada da interface estaca/solo é importante para incluir o “amortecimento” causado pelo deslizamento do solo ao longo da estaca e para permitir flexibilidade suficiente em torno da ponta da estaca. Assim, prolongou-se a interface 0,50 m abaixo da base da estaca, como é aconselhado por Brinkgreve et al. (2004).

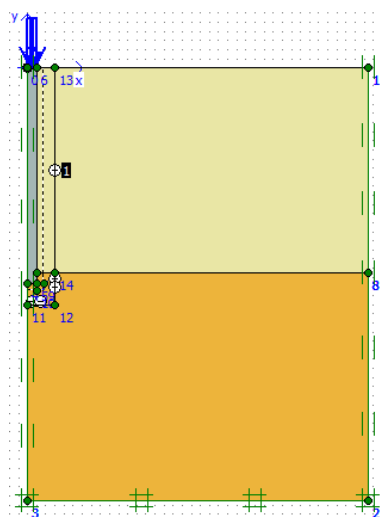


Figura 5.7 – Modelo geométrico [Fonte: Plaxis 2D v. 8]

Por fim, é gerada a malha de elementos finitos bidimensional constituída por elementos triangulares de 15 nós, considerando um maior refinamento em torno da estaca e outro mais grosseiro, mais afastado da mesma. A Figura 5.8 apresenta a malha de elementos finitos genérica considerada.

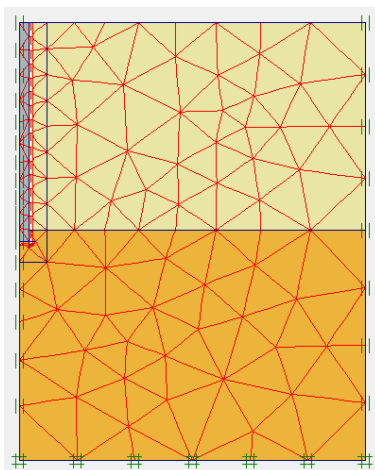


Figura 5.8 – Malha de elementos finitos – elementos triangulares de 15 nós [Fonte: Plaxis 2D v. 8]

No subprograma *calculation* é selecionado um ponto da malha de elementos finitos onde se pretenda conhecer a curva carga vs. assentamento. Para dar início ao cálculo define-se uma carga inicial cujo valor se considera que venha a ser superior à carga de colapso que se procura. Durante todo o cálculo esta carga mantém-se aplicada no topo da estaca. Caso seja atingida a capacidade resistente última antes de se atingir a carga inicialmente indicada, o cálculo termina e é possível

observar no subprograma *output* uma mensagem de aviso de "colapso". Caso não seja atingida a capacidade resistente última, a mensagem no *output* indica que não ocorreu qualquer problema.

Posteriormente no subprograma *curves* é possível visualizar a curva carga vs. assentamento, para o ponto selecionado anteriormente na malha de elementos finitos.

Há que salientar que os cálculos realizados no Plaxis 2D v. 8 para este caso de obra apresentam um erro de 0,0005, e a curva carga vs. assentamento foi obtida no ponto previamente selecionado no centro do topo da estaca.

5.8.1 Hipóteses de estudo

Para a representação do comportamento do solo, o programa Plaxis 2D v. 8 possui vários modelos constitutivos que se devem adequar às características do solo e da estaca.

Segundo Brinkgreve et al. (2004) é aconselhável utilizar o modelo de *Mohr-Coulomb* para uma análise relativamente simples e rápida, antes do problema considerado.

O método constitutivo adotado para os solos é, então, para uma abordagem inicial, o modelo de *Mohr-Coulomb*. Posteriormente, usou-se o modelo de *Hardenig Soil*. Para modelar a estaca utilizou-se o modelo constitutivo elástico linear.

Para a previsão da capacidade resistente última usando o programa Plaxis 2D v. 8 foram consideradas quatro hipóteses de estudo, alterando entre elas os parâmetros geotécnicos. Para cada uma dessas hipóteses foram modelados os solos considerando o modelo constitutivo *Mohr-Coulomb* e posteriormente outra análise considerando o modelo de *Hardenig Soil*, como dito anteriormente.

Nas hipóteses de estudo a seguir apresentadas o objetivo inicial é aproximar o mais possível da curva carga vs. assentamento experimental, pois os parâmetros geotécnicos utilizados para a modelação não são conhecidos, tendo sido necessário estimar valores de acordo com os ensaios de campo (SPT e CPT) e a bibliografia.

Ao analisar as diversas curvas carga vs. assentamento obtidas, variando os parâmetros geotécnicos e o modelo constitutivo, foi obtido o valor da capacidade resistente última das que mais se aproximavam da curva carga vs. assentamento experimental, pois, como o ensaio de carga não foi levado à rotura, não é possível comparar valores de carga última. Logo, à partida, será "considerado" o valor de carga última da estaca dos modelos em que a curva mais se aproxima da curva carga vs. assentamento experimental.

Os parâmetros geotécnicos utilizados são apresentados e explicados para cada hipótese de estudo. De notar que, para qualquer hipótese de estudo, o parâmetro m do modelo de *Hardening Soil* foi sempre tomado igual a 0,5, pois os solos apresentados são solos arenosos e, de acordo com Brinkgreve et al. (2004), esse é um valor aproximado para este tipo de solos. Em relação ao parâmetro R_{inter} , e com base na Tabela 3.13, considerou-se 1,0. De acordo com a Tabela 3.19, foi considerado para este tipo de solos o coeficiente de *Poisson* do solo, ν_s , igual a 0,3. A estaca apresenta os parâmetros indicados na Tabela 5.2.

Em relação ao modelo constitutivo de *Hardening Soil*, os valores que não são apresentados a seguir correspondem a valores padrão ou foram considerados através das recomendações apresentadas por Brinkgreve et al. (2004) (Capítulo 4).

5.8.1.1 1ª Hipótese

Na primeira hipótese de estudo considerou-se como primeira aproximação os parâmetros geotécnicos usados por Gomes (2009).

Na Tabela 5.8 são apresentados os parâmetros dos solos inseridos no Plaxis 2D v.8 para esta hipótese de estudo de acordo com os modelos constitutivos *Mohr-Coulomb* e *Hardening Soil*.

No gráfico da Figura 5.9 apresentam-se as curvas carga vs. assentamento retiradas do Plaxis v. 8 para os dois modelos constitutivos referente à 1ª Hipótese e a curva carga vs. assentamento experimental, para melhor se avaliar qual das hipóteses se aproxima mais do andamento da curva experimental.

Ao comparar ambas as curvas teóricas, verifica-se que a curva relativa ao modelo de *Hardening Soil* (HS) apresenta valores mais próximos da curva experimental ao longo do trecho apresentado, o qual foi limitado pelo valor do assentamento experimental ($s = 7,7$ mm) que corresponde à carga máxima do ensaio (3750 kN).

Tabela 5.8 – Parâmetros dos solos inseridos no Plaxis 2D v. 8 – Gomes (2009) – Modelo *Mohr-Coulomb* e Modelo *Hardening Soil* – 1ª Hipótese

Parâmetros		Camadas		Unidades
		1	2	
Tipo de comportamento		Drenado	Drenado	-
Peso volúmico aparente húmido do solo: γ_h		20	22	kN/m ³
Peso volúmico aparente saturado do solo: γ_{sat}		20	22	kN/m ³
<i>Mohr-Coulomb</i>	E_s	25000	75000	kN/m ²
	ν_s	0,3	0,3	-
<i>Hardening Soil</i>	$E_{50}^{ref} *$	33000	101000	kN/m ²
	$E_{oed}^{ref} *$	33000	101000	kN/m ²
	$E_{ur}^{ref} *$	99000	303000	kN/m ²
	$m *$	0,5	0,5	-
Coesão efetiva: c'		0	0	kN/m ²
Ângulo de resistência ao corte efetivo: ϕ'		32	38	°
Ângulo de dilatância: ψ		2	8	°
Fator de redução da resistência na interface: R_{inter}		1	1	-

Nota: * Ver Capítulo 4, parágrafo 4.3.4

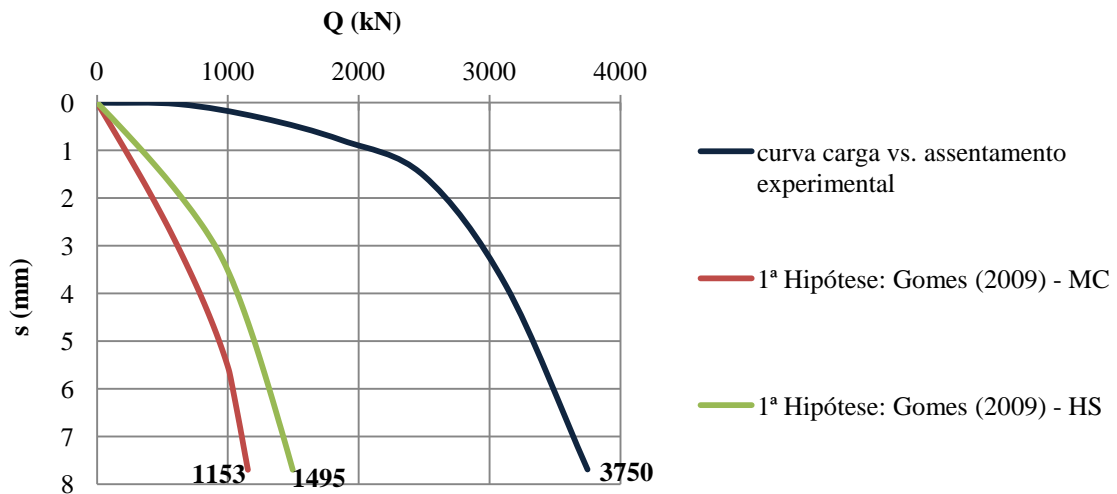


Figura 5.9 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis 2D v. 8, até $s=7,7$ mm – Gomes (2009) – 1ª Hipótese

5.8.1.2 2ª Hipótese

Nesta hipótese de estudo obtiveram-se os parâmetros geotécnicos a partir das propostas dos autores já referidos anteriormente no Capítulo 3, com base nos ensaios SPT, considerando um valor médio por camada para o ângulo de resistência ao corte, ϕ' , e para o módulo de deformabilidade, E_s .

No caso do E_s , como existem diversas propostas que podem ser consideradas (Tabela 3.16), resolveu fazer-se uma média dos resultados obtidos, para cada camada, estudo este que é apresentado na Tabela 5.9.

Não se consideram para o cálculo do valor médio do E_s alguns dos valores obtidos, nomeadamente os que apresentam resultados muito discrepantes. Exemplo disto é o caso da Equação 3.37 nas areias NC, em que os resultados são muito superiores em comparação com os das Equações 3.35 e 3.36, logo não foram considerados para cálculo de um valor médio. Contrário a isto, é o caso da Equação 3.41 para areias saturadas. Na camada 2 também não foram tidos em consideração os resultados da Equação 3.48, pois na generalidade dos resultados obtidos para esta camada, estes resultados eram relativamente baixos.

Para esta hipótese de estudo considerou-se para módulos de deformabilidade das camadas 1 e 2, respetivamente, 55000 kN/m² e 75000kN/m².

Tabela 5.9 – Módulo de deformabilidade médio por camada, obtido a partir dos ensaios SPT

Tipo de solo		Equação		Módulo de deformabilidade, E_s (kN/m ²)			
				Camada 1		Camada 2	
Areia NC		(3.35)		23592		58631	
		(3.36)		39073		45811	
		(3.37)		193110		257154	
Areia saturada		(3.40)	mín.	51072	62989	56348	69496
			máx	74906		82644	
		(3.41)		11796		14465	
Areias em geral (NC)		(3.44)	mín.	83681	88509	111433	117862
			máx	93336		124291	
Areias OC		(3.45)		73794		85002	
Areia com cascalho		(3.47)		45822		58631	
		(3.48)		24744		31315	
Média (valores aproximados)				55000		75000	

Na Tabela 5.10 são apresentados os parâmetros inseridos no Plaxis 2D v. 8 para este caso de estudo. Há que salientar que os pesos volúmicos dos solos também foram alterados por outros que se acharam mais apropriados, tal como referido anteriormente, e apresentados na Tabela 5.5.

Na Figura 5.10 são apresentados os troços das curvas carga vs. assentamento para esta hipótese de estudo, tendo em conta os modelos de *Mohr-Coulomb* (MC) e *Hardening Soil* (HS), de modo a comparar com a curva carga vs. assentamento experimental.

Ao comparar ambos os troços, apesar de ambos os modelos apresentarem valores muito semelhantes e distantes da curva experimental, a curva do modelo de HS é a que se aproxima mais da curva experimental no troço representado.

Tabela 5.10 – Parâmetros dos solos inseridos no Plaxis 2D v. 8 – Ensaio SPT – Modelo *Mohr-Coulomb* e Modelo *Hardening Soil* – 2ª Hipótese

Parâmetros		Camadas		Unidades
		1	2	
Tipo de comportamento		Drenado	Drenado	-
Peso volúmico aparente húmido do solo: γ_h		18	20	kN/m ³
Peso volúmico aparente saturado do solo: γ_{sat}		19	21	kN/m ³
<i>Mohr-Coulomb</i>	E_s	55000	75000	kN/m ²
	ν_s	0,3	0,3	-
<i>Hardening Soil</i>	$E_{50}^{ref} *$	74000	101000	kN/m ²
	$E_{oed}^{ref} *$	74000	101000	kN/m ²
	$E_{ur}^{ref} *$	222000	303000	kN/m ²
	$m *$	0,5	0,5	-
Coesão efetiva: c'		0	0	kN/m ²
Ângulo de resistência ao corte efetivo: ϕ'		41	46	°
Ângulo de dilatância: ψ		11	15	°
Fator de redução da resistência na interface: R_{inter}		1	1	-

Nota: * Ver Capítulo 4, parágrafo 4.3.4

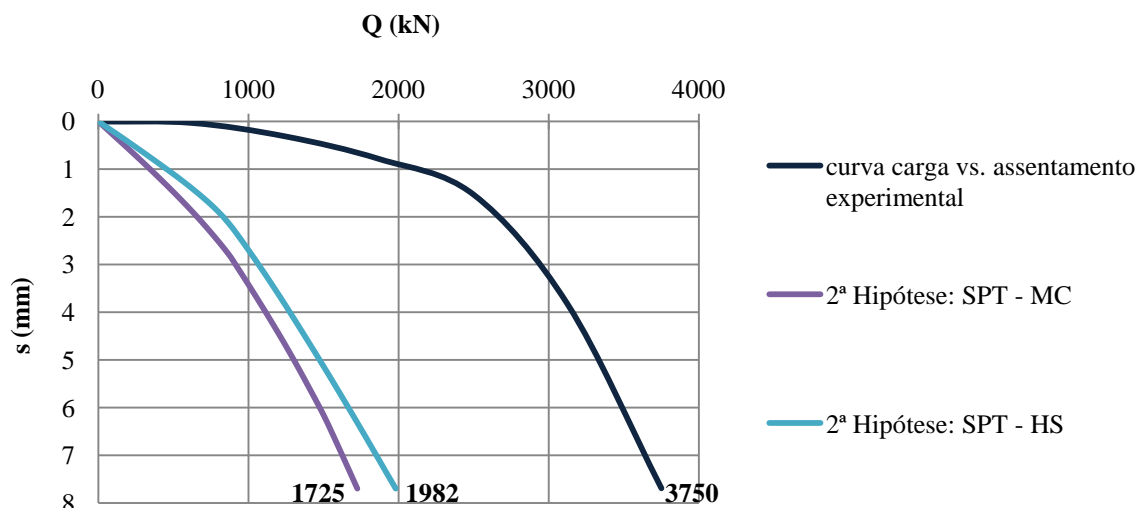


Figura 5.10 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis 2D v. 8, até $s=7,7\text{mm}$ – Ensaios SPT – 2ª Hipótese

5.8.1.3 3ª Hipótese

Na 3ª hipótese de estudo obtiveram-se os parâmetros geotécnicos a partir das propostas dos autores já referidos anteriormente no Capítulo 3, com base nos ensaios CPT, tendo sido considerado um valor médio por camada para o ângulo de resistência ao corte, ϕ' , e para o módulo de deformabilidade, E_s .

No caso do E_s , como existiam diversas fórmulas que podiam ser consideradas (Tabela 3.16), resolveu fazer-se uma média dos resultados obtidos por elas, para cada camada. Este estudo é apresentado na Tabela 5.12, tendo sido consideradas somente as equações que são dependentes do parâmetro q_c na determinação do módulo de deformabilidade. Foram considerados os valores corrigidos da resistência de ponta do ensaio CPT, q_{c1} , que são apresentados na Tabela 5.11.

Na avaliação do módulo de deformabilidade por camada resolveu-se não considerar para o cálculo do valor médio os valores que parecem ser demasiado elevados, como é o caso dos obtidos pela Equação 3.39, assim como os obtidos para as areias OC. Deste modo, os valores arbitrados para esta modelação de acordo com os ensaios CPT, foram, respetivamente, para a camada 1 e 2, de 60000 kN/m^2 e de 110000 kN/m^2 .

Na Tabela 5.13 são apresentados os parâmetros inseridos no Plaxis 2D v. 8 para este caso de estudo.

Tabela 5.11 – Resistência de ponta do cone do ensaio CPT corrigida, q_{c1}

Camada	σ'_{v0} (kN/m ²)	C_N	q_c (kN/m ²)	q_{c1} (kN/m ²)
0 *	21	-	-	-
1	115	0,93	21000	19583
2	190	0,73	50000	36274

Nota: * Apesar de não ter sido considerada a camada 0 na modelação, a influência desta não foi desprezada
Os valores apresentados são valores médios por camada

Tabela 5.12 – Módulo de deformabilidade médio por camada, obtido a partir do ensaio CPT

Tipo de solo	Equação		Módulo de deformabilidade, E _s (kN/m ²)			
			Camada 1		Camada 2	
Areia NC	(3.38)	mín.	39165	58748	69338	104006
		máx.	78330		138675	
	(3.39)		1119503		1489564	
Areias OC	(3.46)	mín.	117496	352487	208013	624038
		máx.	587478		1040063	

Tabela 5.13 – Parâmetros dos solos inseridos no Plaxis 2D v. 8 – Ensaio CPT – Modelo *Mohr-Coulomb* e Modelo *Hardening Soil* – 3ª Hipótese

Parâmetros		Camadas		Unidades
		1	2	
Tipo de comportamento		Drenado	Drenado	-
Peso volúmico aparente húmido do solo: γ_h		18	20	kN/m ³
Peso volúmico aparente saturado do solo: γ_{sat}		19	21	kN/m ³
<i>Mohr-Coulomb</i>	E_s	60000	110000	kN/m ²
	ν_s	0,3	0,3	-
<i>Hardening Soil</i>	$E_{50}^{ref} *$	80000	148000	kN/m ²
	$E_{oed}^{ref} *$	80000	148000	kN/m ²
	$E_{ur}^{ref} *$	240000	444000	kN/m ²
	$m *$	0,5	0,5	-
Coesão efetiva: c'		0	0	kN/m ²
Ângulo de resistência ao corte efetivo: ϕ'		42	44	°
Ângulo de dilatação: ψ		12	14	°
Fator de redução da resistência na interface: R_{inter}		1	1	-

Nota: * Ver Capítulo 4, parágrafo 4.3.4

Na Figura 5.11 são apresentados os troços das curvas carga vs. assentamento para esta hipótese de estudo, tendo em conta os modelos de *Mohr-Coulomb* (MC) e *Hardening Soil* (HS), de modo a comparar com a curva carga vs. assentamento experimental. Tal como na hipótese anterior, as curvas relativas aos dois modelos constitutivos são muito semelhantes.

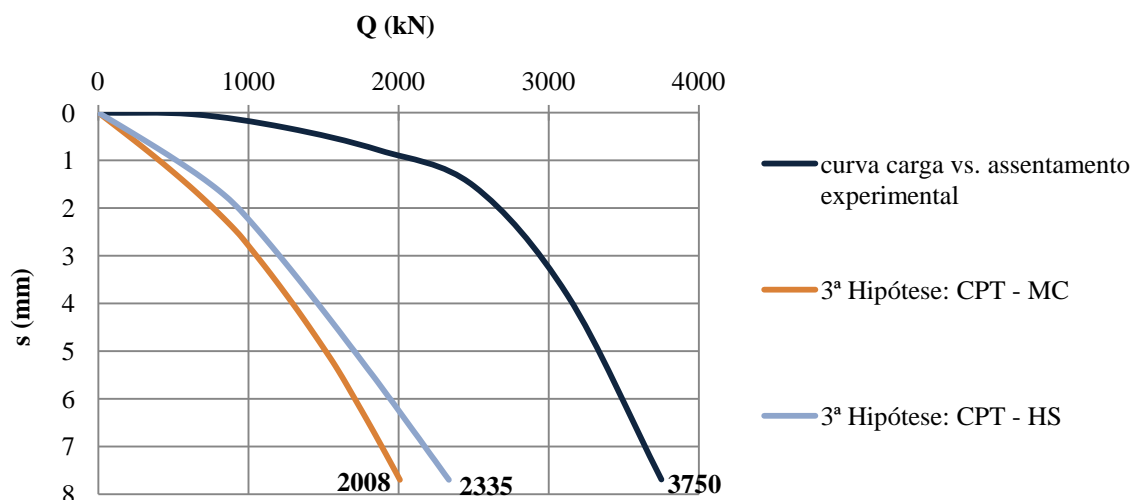


Figura 5.11 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis 2D v. 8, até $s=7,7$ mm – Ensaio CPT – 3ª Hipótese

5.8.1.4 4ª Hipótese

Nesta última hipótese de estudo estimaram-se valores para os parâmetros geotécnicos, com base nos dados disponíveis na bibliografia e nos resultados das hipóteses anteriores.

Foram realizadas quatro modelações para o modelo constitutivo de *Mohr-Coulomb*, utilizando os mesmos parâmetros geotécnicos estimados, alterando entre elas o parâmetro E_{incres} , parâmetro este que permite considerar um valor para o aumento do módulo de deformabilidade, E_s , em profundidade (parágrafo 4.3.2).

Foi ainda realizada outra modelação usando o modelo de *Hardening Soil*. Neste caso a hipótese de E_s crescer em profundidade não é introduzida pelo utilizador, pois já está implícito no modelo, ao contrário do que acontece com o modelo de *Mohr-Coulomb*.

Os dados utilizados são apresentados na Tabela 5.14 para cada uma das modelações e em específico na Tabela 5.15 os adotados para o E_{incres} .

Na Figura 5.12 são apresentadas as curvas, a curva carga vs. assentamento experimental e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis 2D v. 8 correspondentes aos modelos *Mohr-Coulomb* e *Hardening Soil*.

Tabela 5.14 – Parâmetros dos solos inseridos no Plaxis 2D v. 8 – Modelo *Mohr-Coulomb* e Modelo *Hardening Soil* – 4ª Hipótese

Parâmetros		Camadas		Unidades
		1	2	
Tipo de comportamento		Drenado	Drenado	-
Peso volúmico aparente húmido do solo: γ_h		18	20	kN/m ³
Peso volúmico aparente saturado do solo: γ_{sat}		19	21	kN/m ³
<i>Mohr-Coulomb</i>	E_s	80000	200000	kN/m ²
	v_s	0,3	0,3	-
	E_{incrm}	Tabela 5.15		kN/m ³
	y_{ref}	0	0	m
<i>Hardening Soil</i>	$E_{50}^{ref} *$	108000	270000	kN/m ²
	$E_{oed}^{ref} *$	108000	270000	kN/m ²
	$E_{ur}^{ref} *$	324000	810000	kN/m ²
	$m *$	0,5	0,5	-
Coesão efetiva: c'		0	0	kN/m ²
Ângulo de resistência ao corte efetivo: ϕ'		38	45	°
Ângulo de dilatação: ψ		8	15	°
Fator de redução da resistência na interface: R_{inter}		1	1	-

Nota: * Ver Capítulo 4, parágrafo 4.3.4

Tabela 5.15 – Valores de E_{increm} inseridos no Plaxis 2D v. 8 – Modelo *Mohr-Coulomb* – 4ª Hipótese

Designação atribuída no gráfico da Figura 5.12	E_{increm} (kN/m ³)		Observações
	Camada 1	Camada 2	
4ª Hipótese: sem E_{inc} - MC	0	0	Sem variação do E_s em profundidade
4ª Hipótese: $E_{inc}=10/20$ - MC	10000	20000	E_{increm} considerado igual a um valor estimado n_h para as areias secas ou húmidas segundo Terzaghi (1955) (Tabela 4.2)
4ª Hipótese: $E_{inc}=30/60$ - MC	30000	60000	E_{increm} considerado igual a um valor estimado através da Equação 4.11, considerando n_h igual ao da modelação anterior, isto é, n_h igual a 10 MN/m ³ e 20 MN/m ³ , respetivamente, para a camada 1 e 2. Desprezou-se o facto de essa equação considerar o aumento de deformabilidade a partir de um valor nulo à superfície da camada.
4ª Hipótese: $E_{inc}=6/12$ - MC	6000	12000	Como a Equação 4.11 considera o aumento do módulo de deformabilidade, a partir de um valor nulo à superfície da camada, fez-se uma relação para saber qual o E_{increm} tendo em conta o E_s considerado e o valor estimado na modelação anterior.

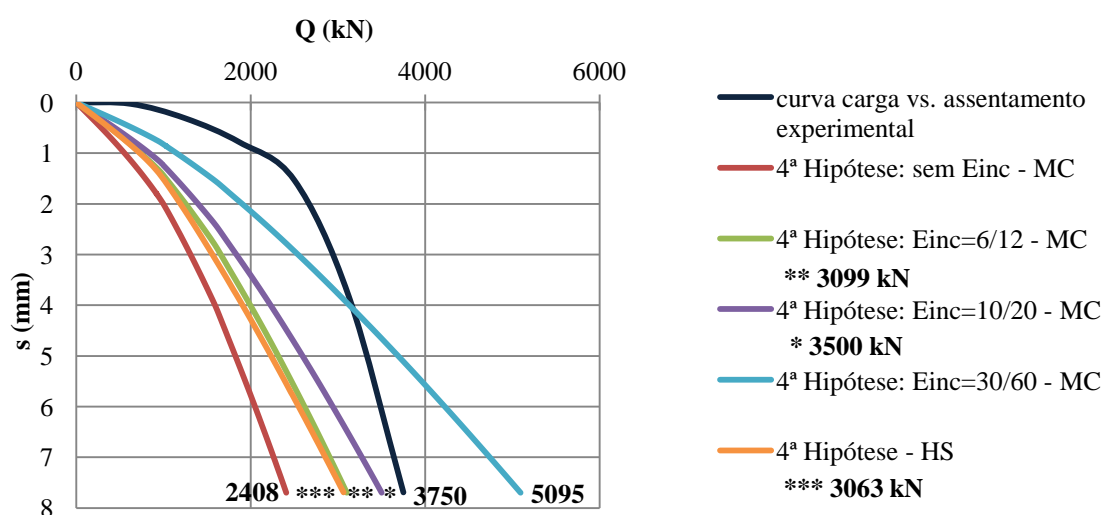


Figura 5.12 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis 2D v. 8, até $s=7,7$ mm – 4ª Hipótese

5.9 Considerações finais

Ao comparar as diversas curvas teóricas com a curva experimental, verifica-se que é a curva obtida através dos parâmetros de Gomes (2009) (1ª hipótese) que mais se afasta da curva carga vs. assentamento experimental. Isto já era previsível, uma vez que os parâmetros considerados por Gomes (2009) eram muito inferiores aos obtidos através dos resultados dos ensaios de campo e apresentados na bibliografia para aquele tipo de solos (Tabela 5.7).

Como referido, os resultados de Gomes (2009) afastam-se bastante da curva carga vs. assentamento experimental. Comparando os valores de carga apresentados na 1ª hipótese para um mesmo assentamento de 7,7 mm, verifica-se uma diferença na ordem de 2,5 vezes, entre as modelações no Plaxis 2D v.8 e os resultados do ensaio de carga (Figura 5.9). Face a isto, a modelação com estes parâmetros não foi levada ao limite da capacidade resistente última, pois, à partida, os parâmetros de Gomes (2009) estão muito aquém da ordem de grandeza encontrada através de diferentes propostas da bibliografia.

Na 2ª hipótese foram utilizados os valores estimados dos parâmetros geotécnicos dos solos através de correlações com os ensaios de campo SPT. Ao comparar o troço das curvas carga vs. assentamento dos dois modelos constitutivos: MC e HS (Figura 5.10), observa-se que estas são muito próximas entre si, mas, distantes em comparação com a curva experimental.

Ao comparar as cargas das três modelações apresentadas na 2ª hipótese para um mesmo assentamento de 7,7 mm (Figura 5.10), constata-se uma ordem de grandeza de 2 vezes inferior entre os teóricos e o experimental.

Apesar desta diferença, optou-se por avaliar a capacidade resistente última no Plaxis considerando o modelo constitutivo de HS para esta hipótese de estudo (2ª hipótese), uma vez que o modelo HS fornece, apesar de tudo, resultados mais próximos da curva experimental.

Na 3ª hipótese, estimaram-se os parâmetros geotécnicos através de correlações com os ensaios CPT. Ao avaliar o andamento das curvas no troço apresentado, verifica-se que as curvas teóricas se encontram mais próximas da curva experimental (Figura 5.11), em comparação com as obtidas nas hipóteses anteriores.

Relacionando as cargas das diferentes curvas para um mesmo assentamento de 7,7 mm, verifica-se que existe uma diferença em média de 1,5 vezes entre a carga obtida pela modelação no Plaxis e a carga de 3750 kN (carga máxima utilizada no ensaio de carga).

Nesta 3ª hipótese, determinou-se também a capacidade resistente última considerando o modelo constitutivo de HS, pelas mesmas razões já referidas a propósito da 2ª hipótese: apesar das diferenças, é esta modelação que melhor aproxima os resultados experimentais.

Na 4ª hipótese foram atribuídos valores que se consideram adequados ao tipo de solo, tendo em conta os valores obtidos por ensaios de campo SPT e CPT e os dados apresentados na bibliografia. Ao avaliarem-se as diferentes cargas de cada curva para um mesmo assentamento de 7,7 mm (Figura 5.12), verifica-se que as mais afastadas por defeito e por excesso relativamente à curva experimental correspondem, respetivamente, às curvas obtidas por modelações com o modelo constitutivo de *Mohr-Coulomb* sem E_{inc} ("4ª Hipótese: sem E_{inc} - MC") e considerando o E_{inc} de 30MN/m³ para a primeira camada e para a segunda camada de 60 MN/m³ ("4ª Hipótese: $E_{inc}=30/60$ - MC").

Em relação à "4ª Hipótese: $E_{inc}=30/60$ - MC" era de certo modo previsível, pois, como referido anteriormente (Tabela 5.15), não foi tido em conta o facto da equação considerada para o cálculo de E_{inc} (Equação 4.11) considerar o aumento do módulo de deformabilidade a partir de um valor nulo à superfície da camada. Logo nenhum destes dois casos foram considerados para avaliar a capacidade resistente última.

Para esta hipótese de estudo determinou-se a capacidade resistente última da modelação que originou a curva que apresenta valores mais próximos da curva carga vs. assentamento experimental designada por "4ª Hipótese: $E_{inc}=10/20$ - MC" e as modelações considerando o modelo constitutivo de HS ("4ª Hipótese - HS") e utilizando o modelo constitutivo de MC (considerando E_{inc} de 6 MN/m³ para a primeira camada e de 12 MN/m³ para a segunda camada - "4ª Hipótese: $E_{inc}=6/12$ - MC"), pois as curvas originadas por estas duas últimas modelações apresentam valores praticamente coincidentes entre si no troço apresentado (Figura 5.12).

Na Figura 5.13 são apresentadas as curvas carga vs. assentamento das modelações em que se avaliou a capacidade resistente última e na Tabela 5.16 os valores da capacidade resistente última e os respetivos assentamentos.

Ao analisar a Figura 5.13 e os valores de carga última e respetivos assentamentos (Tabela 5.16), verifica-se que estes são sensivelmente da mesma ordem de grandeza, de acordo com o método constitutivo, isto é, ao analisar os valores de capacidade resistente última obtidos pela modelação com o modelo de MC, estes apresentam uma carga última média de 35350 kN, enquanto que, ao modelar com o modelo constitutivo de HS, a capacidade resistente última apresenta um valor médio de 5903 kN.

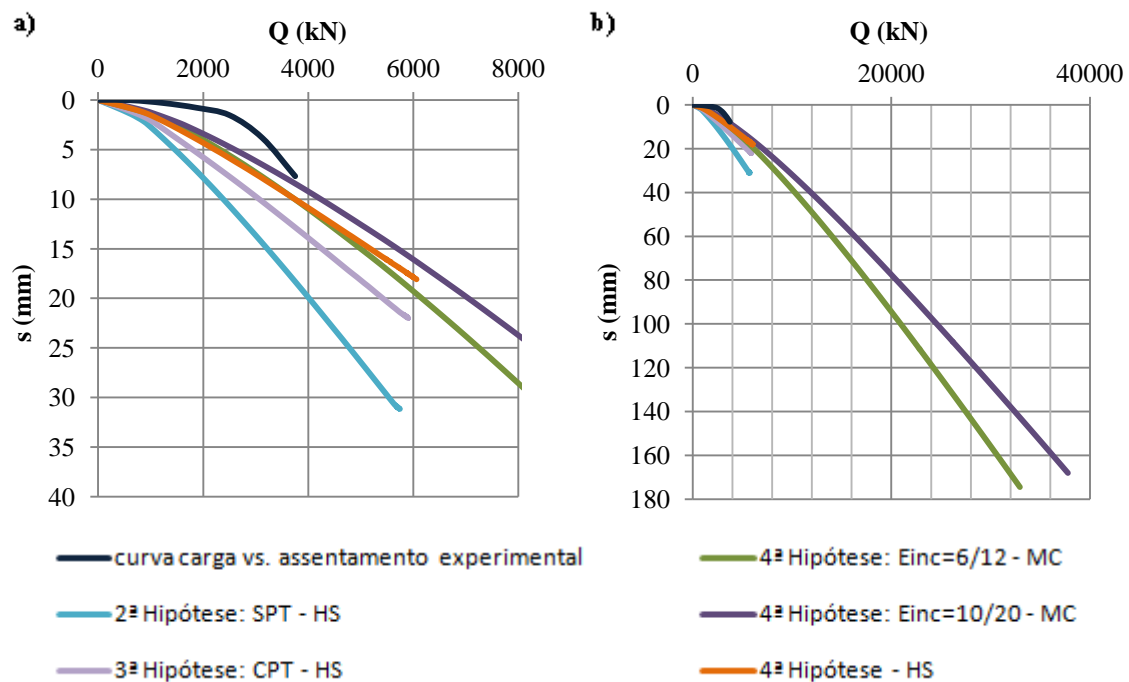


Figura 5.13 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis 2D v. 8; a) em pormenor; b) até atingir a capacidade resistente última

Tabela 5.16 – Capacidade resistente última para a estaca e respetivo assentamento, obtidos através do Plaxis 2D v. 8

Hipótese	Modelo Constitutivo	Capacidade resistente última (kN)	Capacidade resistente última média (kN)	Assentamento (mm)
2ª - Ensaio SPT	<i>Hardening Soil</i>	5746	5903	31,15
3ª - Ensaio CPT	<i>Hardening Soil</i>	5900		21,98
4ª	<i>Hardening Soil</i>	6063		18,09
4ª - E _{inc} =6/12	<i>Mohr-Coulomb</i>	32947	35353	174,52
4ª - E _{inc} =10/20	<i>Mohr-Coulomb</i>	37759		168,14

Em relação às modelações "4ª Hipótese - HS" e a "4ª Hipótese: E_{inc}=6/12 - MC", que, no troço inicial (Figura 5.12) apresentavam valores quase coincidentes, verifica-se que os valores de capacidade resistente última são muito distantes entre si. Face a isto, conclui-se que os valores estimados através do modelo constitutivo de HS deverão ser mais credíveis, ainda que as análises numéricas com base neste tipo de lei constitutiva não tenham sido devidamente fundamentadas em ensaios de laboratório (triaxiais) especialmente definidos para o efeito, o que obrigou à utilização de parâmetros geotécnicos tendo em conta "comportamentos típicos" face à natureza dos solos envolvidos.

Franco (2011) sabendo que a carga máxima a que a estaca esteve sujeita durante o ensaio estático foi de 3750 kN e que até esse valor não ocorreu o colapso da estaca, constatou que a carga última deveria corresponder a um valor não muito superior ao que foi utilizado como carga máxima no ensaio de carga.

Ao comparar com os valores de Franco (2011) (Tabela 5.4) estes não se encontram muito afastados do valor médio de 5903 kN, com exceção dos valores obtidos pelos métodos de extrapolação da curva carga vs. assentamento.

Deve, contudo, salientar-se o seguinte: os métodos de extrapolação da curva carga vs. assentamento têm sempre por base a definição matemática de uma função para descrever a curva carga vs. assentamento, função esta cuja "razoabilidade" depende até do número de pontos cujas coordenadas são valores de carga aplicada e assentamentos rejeitados experimentalmente (Franco, 2011), os métodos baseiam-se assim em pressupostos que podem não corresponder à generalidade dos casos práticos, pelo que se admite que tenham sido desenvolvidos com base em critérios muito conservadores.

Ao comparar ainda de modo qualitativo o valor de capacidade resistente última de 5903 kN com os obtidos por Franco (2011) (Tabela 5.4) tendo em conta resultados de métodos baseados em ensaios de campo, verifica-se que a capacidade resistente última obtida através de métodos baseados nos resultados dos ensaios de campo são superiores aos obtidos pela via anterior.

A nível de discussão de resultados e tendo em conta os resultados obtidos por Franco (2011) com base em registos de SPT e CPT, parece ser razoável concluir o seguinte:

- sabendo-se que em solos granulares o ensaio SPT pode ser considerado um ensaio de campo aceitável e cujos resultados podem ser usados para avaliar características geotécnicas, de solos com significado para efeitos de cálculo, particularmente quando se usam valores corrigidos do efeito de profundidade, verifica-se que o valor de carga última de 6180 kN (Tabela 5.4) é muito próximo do valor de 6063 kN obtido com a 4ª hipótese de estudo, usando o modelo de *Hardening Soil* (ainda que para este efeito, e na ausência de resultados de ensaios triaxiais, se tenham usado correlações entre resultados de ensaios *in situ* e propostas da bibliografia para definir parâmetros de cálculo);
- sabendo-se que o modelo de *Mohr-Coulomb* deve ser apenas usado em análises "expeditas" da resposta dos solos, não se compreende a disparidade de resultados entre modelos com este tipo de lei constitutiva e os resultados obtidos com a lei de *Hardening Soil*.

São várias as hipóteses que podem ter levado a não ter sido possível encontrar uma aproximação mais satisfatória entre os resultados teóricos e a curva carga vs. assentamento experimental:

- usando o modelo de *Mohr-Coulomb* só é possível introduzir um módulo de deformabilidade para os solos, ainda que seja possível corrigir o efeito das tensões verticais em profundidade, através da introdução do crescimento do módulo em profundidade. O modelo é elasto-plástico e assim, ao ter-se procurado ajustar os parâmetros geotécnicos ao troço experimental, ter-se-á, provavelmente tentado ajustar uma rigidez aos solos que, mais próximo da rotura, não descreve em termos significativo e da melhor maneira, o seu comportamento;
- as propostas da bibliografia, no que diz respeito à caracterização geotécnica dos solos são, para efeitos de cálculo e projecto, necessariamente conservadoras;
- o modelo de *Hardenig Soil* parece ser aquele que melhor se ajusta aos resultados experimentais, ainda que não tenha sido possível dispor de resultados de ensaios laboratoriais adequados ao seu suporte teórico.

Capítulo 6

Caso de obra 2: Ponte Salgueiro Maia sobre o rio Tejo

6.1 Introdução

O segundo caso de obra está relacionado com as fundações profundas da ponte Salgueiro Maia sobre o rio Tejo, situada em Santarém. É uma ponte que constitui um troço do IC 10 e encontra-se situada junto ao vale de Santarém a jusante da cidade, como se pode observar na Figura 6.1. A obra de arte foi inaugurada a 11 de Junho de 2000.

O empreiteiro das fundações da ponte foi a empresa TECNASOL-FGE, tendo os ensaios de carga envolvido a empresa AGISCO – Advanced Geotechnical Instrumentation Systems & Consulting e a divisão de fundações do *Labaratoire Central des Ponts et Chaussées* – LCPC.

A Ponte Salgueiro Maia é constituída por uma estrutura de suspensão axial atirantada, em que o tabuleiro e os mastros são constituídos por uma peça monolítica assente em pilares. A fundação dos pilares dos mastros, localizados no leito menor do rio, atinge a profundidade de 55 metros.

Tendo em conta as características mecânicas dos terrenos de fundação no local de implantação da obra, foi adotada uma solução em estacas para as fundações da ponte.

Com o objetivo de otimizar o projeto de fundações, foram realizados cinco ensaios de carga estáticos, localizados ao longo do eixo longitudinal da ponte.

Foram também realizados ensaios de campo SPT e CPT próximos do local dos ensaios das estacas. No presente trabalho não foram tidos em consideração os resultados dos ensaios CPT, pois esta informação não foi disponibilizada.

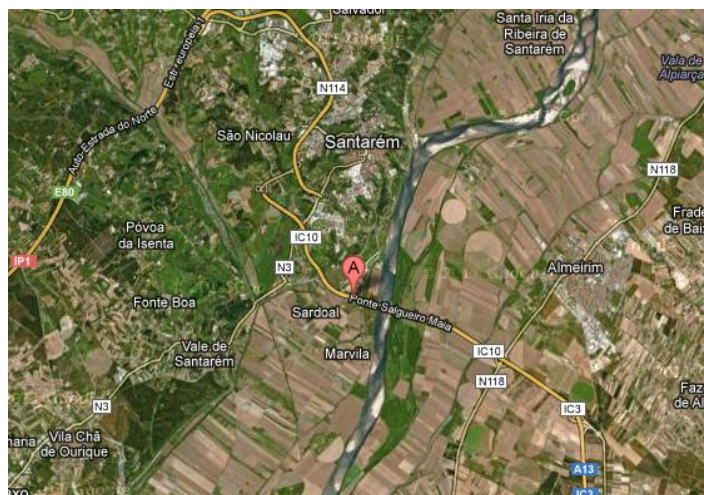


Figura 6.1 – Localização da ponte Salgueiro Maia sobre o rio Tejo [Fonte: Google Maps]

Nos parágrafos 6.2 a 6.4 apresenta-se uma breve síntese do relatório do LCPC (1997), com o objetivo de enquadrar as análises desenvolvidas no âmbito do presente trabalho.

No parágrafo 6.5 apresenta-se uma síntese dos pontos mais importantes do estudo realizado por Franco (2011) para este caso de obra.

No parágrafo 6.6 são avaliados os parâmetros geotécnicos através de propostas retiradas da literatura, já referidas anteriormente (Capítulo 6).

Por fim, no parágrafo 6.7 é avaliada a carga última teórica das estacas ensaiadas através da aplicação do método de elementos finitos, pelo programa computacional Plaxis 2D v. 8, sendo os resultados comparados com os obtidos por Franco (2011).

6.2 Caracterização das estacas ensaiadas

Foram ensaiadas cinco estacas ao longo do eixo longitudinal da ponte, sendo as estacas 1 e 2 executadas através de furação com extração do terreno e recurso a tubo moldador recuperável, furação realizada com vara Kelly telescópica e balde de fundo rotativo. As restantes estacas (estacas 3, 4 e 5) foram executadas com extração do terreno, a estabilização das paredes dos furos foi assegurada por lamas bentoníticas, a furação foi realizada com vara Kelly telescópica e balde de fundo rotativo (LCPC, 1997).

Na Tabela 6.1 são apresentadas as características geométricas e propriedades dos materiais das estacas ensaiadas e respetiva localização.

Tabela 6.1 – Características geométricas e propriedades dos materiais das estacas ensaiadas e respetiva localização

Estaca	Dimensões		Materiais		Armaduras (mm)	Localização (km)
	L (m)	d (m)	Betão	Aço		
1	36,20	0,80	C25/30	A400	8 Ø 20	3 + 370
2	57,80	0,80	C25/30	A400	8 Ø 20	4 + 450
3	51,40	0,80	C25/30	A400	8 Ø 20	4 + 650
4	34,50	0,80	C25/30	A400	8 Ø 20	5 + 050
5	30,80	0,80	C25/30	A400	8 Ø 20	5 + 790

Fonte: LCPC (1997)

As características das estacas ensaiadas e a sondagem associada a cada estaca, tal como a localização do nível freático, é apresentada na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Características das estacas ensaiadas, sondagem associada e localização do nível freático

Estaca	Cota da cabeça da estaca (betonagem) (m)	Cota da base da estaca (m)	Sondagem associada	Cota de sondagem (m)	Cota do nível freático no solo (m)
1	+ 7,17	- 29,03	ENS1	+ 7,17	+ 3,00
2	+ 8,70	- 49,10	ENS2	+ 8,90	+ 3,40
3	+ 8,80	- 42,60	ENS3	+ 9,00	+ 4,00
4	+ 8,40	- 26,10	ENS4	+ 8,40	+ 1,90
5	+ 8,90	- 21,90	ENS5	+ 8,90	+ 2,60

Fonte: LCPC (1997)

Os ensaios foram adaptados a diferentes perfis geotécnicos simplificados como se pode ver na Figura 6.2. O ensaio 1 decorreu num cenário geotécnico caracterizado por aluviões lodosas, quase exclusivamente argilas e siltes, com o substrato a cerca de 30 metros de profundidade. Os ensaios 2 e 3 foram realizados num cenário caracterizado por aluviões arenosas com importantes intercalações argilo-siltosas e com espessura da ordem dos 40 metros e, finalmente, os ensaios 4 e 5, num cenário constituído por aluviões constituídas quase exclusivamente por areias, areias grossas e cascalheira, oscilando a possança total dos aluviões entre 22 e 28 metros.

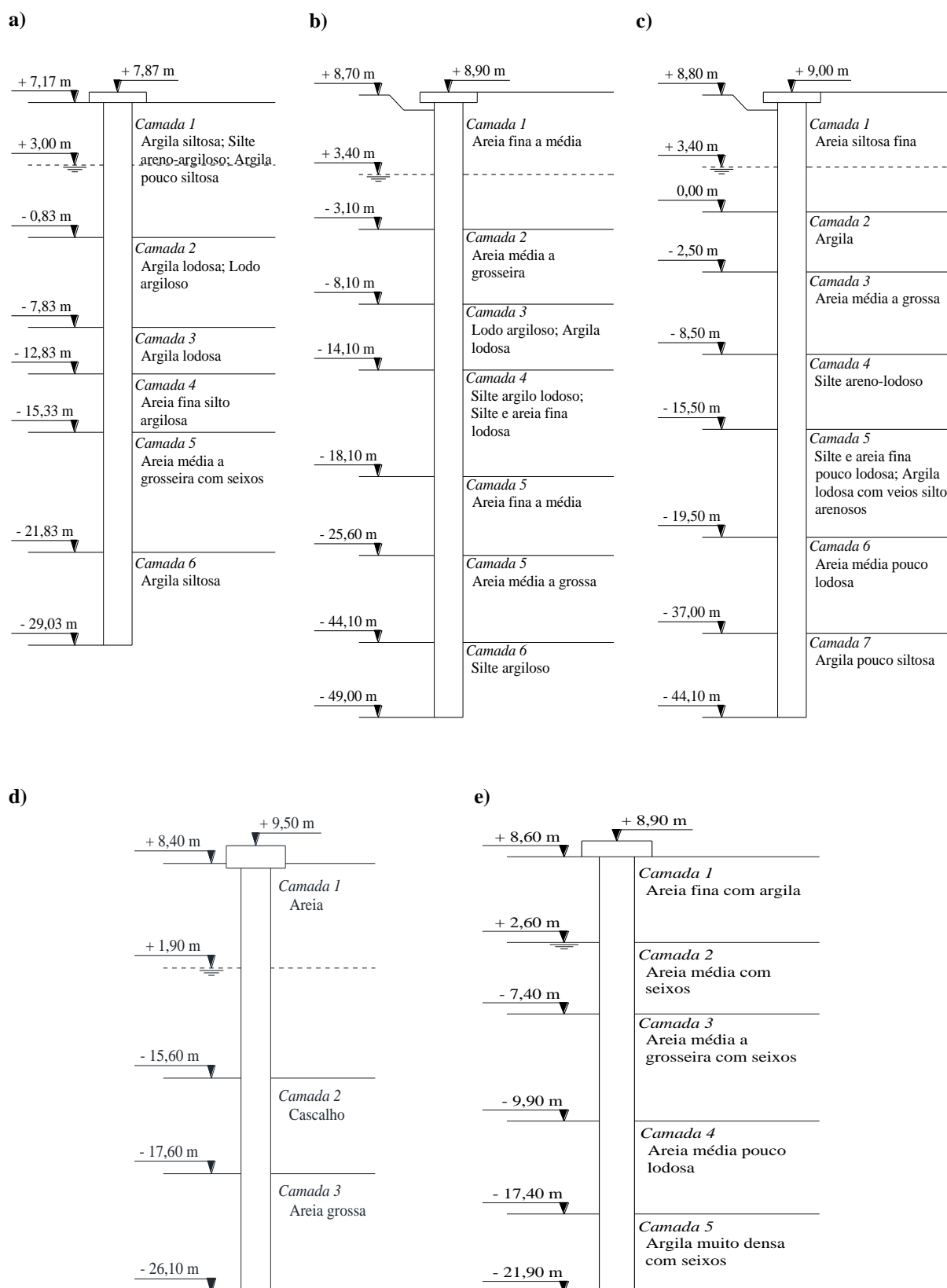


Figura 6.2 – Caracterização geotécnica do solo e esquema da estaca ensaiada; a) Estaca 1 (ENS. 1); b) Estaca 2 (ENS. 2); c) Estaca 3 (ENS. 3); d) Estaca 4 (ENS. 4); e) Estaca 5 (ENS. 5)

No Plaxis 2D v. 8 as estacas foram modeladas recorrendo ao modelo constitutivo elástico linear, com um comportamento "não poroso" e com as propriedades apresentadas na Tabela 6.3. Foram também consideradas duas hipóteses para a modelação das estacas: uma com o diâmetro equivalente para cada estaca (Tabela 6.4) e outra com o diâmetro teórico de 0,80 m.

Tabela 6.3 – Propriedades das estacas – Caso de obra 2

Parâmetros	Valores	Unidades
Peso volúmico	25	kN/m ³
Módulo de <i>Young</i> , E	30x10 ⁶	kN/m ²
Coefficiente de <i>Poisson</i> , ν	0,2	-

Tabela 6.4 – Diâmetros equivalentes para cada estaca

Parâmetro	Estaca 1	Estaca 2	Estaca 3	Estaca 4	Estaca 5
Diâmetro da estaca equivalente* (m)	0,900 \approx 0,9	0,847 \approx 0,8	0,909 \approx 0,9	0,964 \approx 0,9	1,053 \approx 1,0

Nota: * valores calculados a partir dos volumes de betão colocados em obra

Fonte: LCPC (1996)

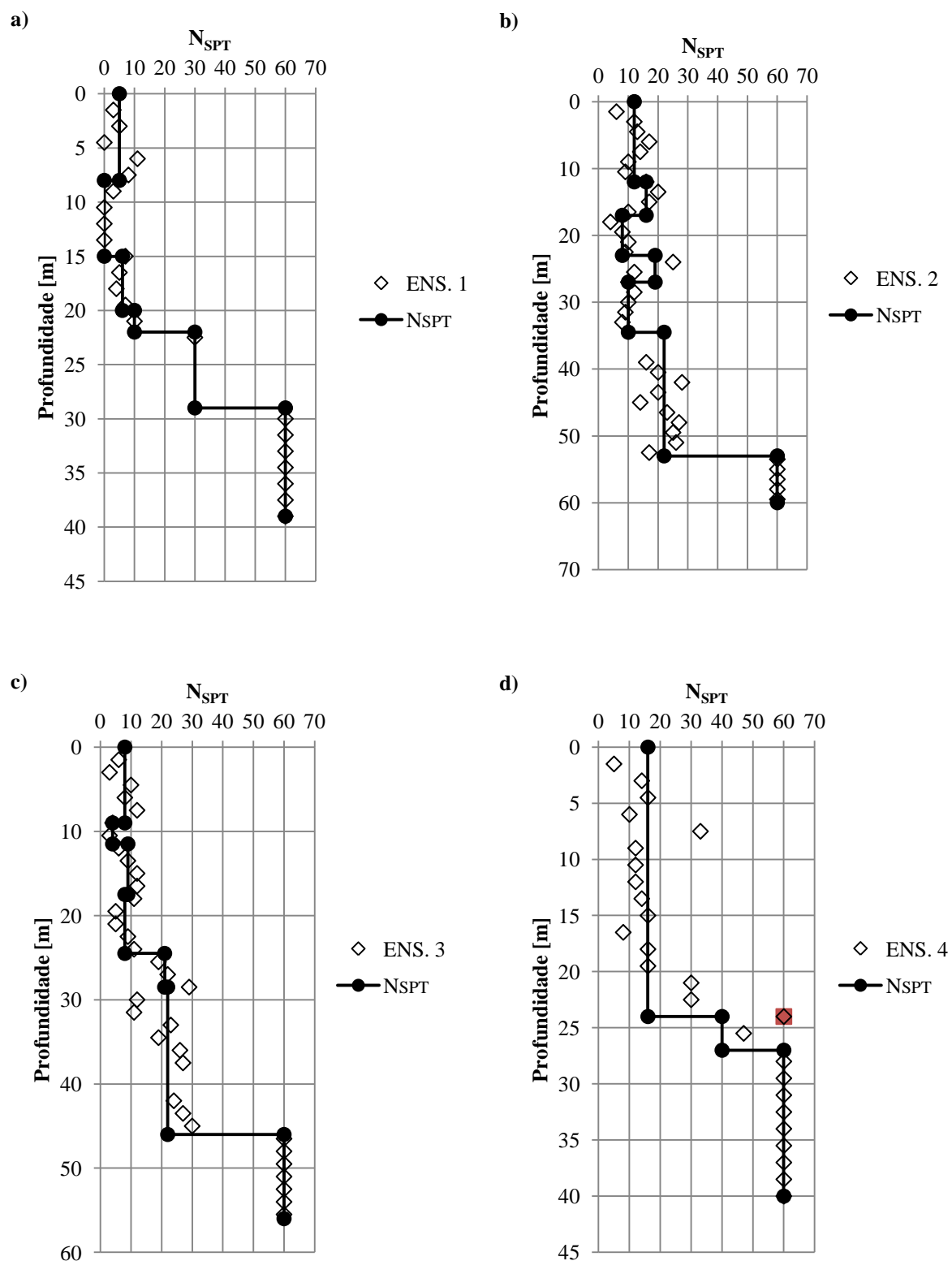
6.3 Caracterização geotécnica dos terrenos

Neste parágrafo descreve-se a classificação litológica de cada uma das camadas e a profundidade do nível freático, a partir da informação obtida pelos ensaios de campo SPT. Como foi referido anteriormente, os resultados obtidos pelos ensaios CPT previstos não foram disponibilizados para o presente estudo (LCPC, 1997).

Na Figura 6.3 são apresentados os resultados do ensaio SPT de cada sondagem de acordo com o tipo de material e os valores de N_{SPT} médios obtidos, separados por camadas. No Anexo B parágrafo B.2.1 ao parágrafo B.2.5 são apresentados esses valores em forma de tabela.

Na sondagem referente a estaca 4 (ENS.4), o valor de N_{SPT} que se encontra à profundidade de 24 m não foi contabilizado para efeitos de cálculo, uma vez que é muito discrepante em comparação com os que o rodeiam, talvez por se tratar de uma camada constituída por cascalho, sendo o ensaio de campo SPT especialmente pouco aconselhável para este tipo de solos.

Através dos ensaios de campo SPT foi possível avaliar alguns dos parâmetros geotécnicos do solo através de correlações descritas no Capítulo 3.



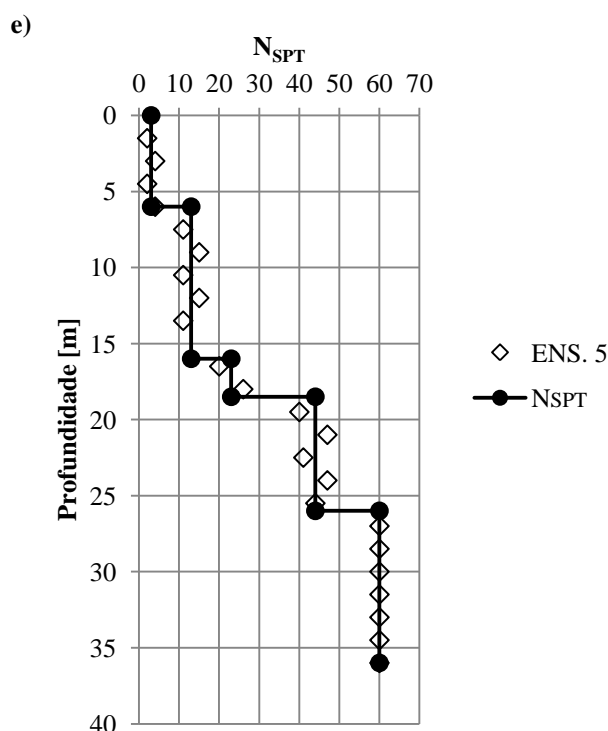


Figura 6.3 – Resultados do ensaio SPT e valores de N_{SPT} médios para cada camada; a) Estaca 1 (ENS. 1); b) Estaca 2 (ENS. 2); c) Estaca 3 (ENS. 3); d) Estaca 4 (ENS. 4); e) Estaca 5 (ENS. 5)

6.4 Ensaios de carga estática

Para a realização dos ensaios de carga estáticos foi necessário instrumentar as estacas de ensaio. Para o efeito houve recurso aos seguintes instrumentos (LCPC, 1997):

- 4 defletómetros (Penny & Giles);
- 2 extensómetros do tipo amovível (MVL P40) com 10 níveis de registos;
- 1 sensor de temperatura;
- 1 transdutor de pressão de alta precisão do tipo HBM;
- 1 bomba de pressão hidráulica *Cudell* com um dispositivo para manutenção da carga aplicada;
- 4 macacos hidráulicos *Cudell*.

Durante os ensaios realizaram-se diversos registos que incluíram o deslocamento vertical da cabeça das estacas (com um nível de precisão de 0,01 milímetros) e a carga aplicada na cabeça das estacas, obtendo-se assim curvas carga vs. assentamento. Realizaram-se também registos da temperatura exterior na zona da cabeça das estacas e registos da deformação ao longo do fuste das estacas, usando extensómetros amovíveis LCPC com um grau de precisão de 10^{-6} (LCPC, 1990, 1996).

Na presente dissertação, apenas foram tidos em conta os registos relativos aos deslocamentos verticais da cabeça das estacas e as respectivas cargas, para se poder comparar com a curva carga vs. assentamento de cada estaca obtida pelo Plaxis 2D v. 8.

Foi utilizado um dispositivo de reação à custa de ancoragens no solo, descrito anteriormente no parágrafo 2.3.1.1 ponto 4, para permitir a aplicação das cargas. De acordo com o diâmetro das estacas e com o material que as constitui, foi aplicada uma carga máxima de 7000 kN, que aproxima cerca de metade do valor teórico de carga última, relacionado com um estado limite último associado à rotura estrutural do fuste por compressão.

O ensaio de carga estático à compressão utilizado para ensaiar as estacas é do tipo genérico ensaio *Maintained Load Test* (MLT), sendo o plano de cargas incrementado sucessivamente em frações de 1/10 da carga máxima aplicada (incrementos de 700 kN, pois a carga máxima aplicada é de 7000 kN). Para cada nível de carga, esta foi mantida por um período de 1 hora, sem que houvesse descarga intermédia. Os ensaios só foram interrompidos depois de ter sido atingida a carga máxima previamente selecionada.

Após a conclusão dos ensaios de carga obteve-se para cada estaca uma curva carga vs. assentamento da cabeça das estacas. Estas são apresentadas no Anexo A, parágrafo A.2.1, e não incluem os registos relativos à descarga no final dos ensaios, por serem resultados que não interessam no âmbito da presente dissertação.

6.5 Previsão e avaliação da capacidade resistente última

Franco (2011) realizou duas abordagens distintas para a previsão da capacidade resistente última das estacas ensaiadas, sendo elas:

- previsão da capacidade resistente última das estacas através de métodos de extrapolação da curva carga vs. assentamento obtida nos ensaios de carga estáticos, assumindo-se, à partida, que estes não atingiram a rotura, (Brinch-Hansen (1963), Mazurkiewicz (1972), Butler e Hoy (1977), Chin (1971, 1978) e Décourt (1996));
- avaliação da capacidade resistente última das estacas através de métodos que tem por base resultados obtidos em ensaios de campo, (Meyerhoff (1956, 1976), Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Monteiro (2000) e Philipponnat (1980)).

Como já referido anteriormente, estes métodos foram usados por Franco (2011) no contexto dos ensaios que se pretendem também analisar. Nesta dissertação faz-se apenas referência aos resultados assim obtidos para efeitos de comparação, apresentando-se estes na Tabela 6.5.

Franco (2011) não considerou o método de extrapolação da curva carga vs. assentamento de Brinch-Hansen (1963), pois este método não definiu qualquer valor da capacidade resistente última para as estacas ensaiadas no presente caso de obra.

Segundo Franco (2011), o método Butler e Hoy (1977) conduz a resultados não adequados ao tipo de análise aqui pretendida pois, face à variabilidade dos terrenos atravessados e aos comprimentos de estacas envolvidos, as curvas experimentais diferem entre si, parecendo pouco razoável obterem-se previsões de capacidade resistente última praticamente coincidentes para cada estaca.

Desprezando os resultados obtidos pela aplicação do método Butler e Hoy (1977), obtiveram-se os valores médios da capacidade resistente última para as diferentes estacas, tendo em conta as diferentes abordagens de cálculo, como se pode observar na Tabela 6.6.

Como já referido anteriormente, não foram disponibilizados para análise os resultados dos ensaios CPT para este caso de obra, logo, só serão utilizados métodos com base em resultados de ensaios SPT. Os estudos efetuados por Franco (2011) incluíram ainda dois tipos de análises que se designam no texto por hipóteses 1 e 2, sendo elas:

- Hipótese 1 – previsão da capacidade resistente utilizando como referência o diâmetro teórico do fuste de 0,80 m;
- Hipótese 2 – previsão da capacidade resistente utilizando como referência o diâmetro médio equivalente obtido no final da betonagem de cada estaca.

Em relação à hipótese 2 e, segundo Franco (2011), os diâmetros equivalentes foram obtidos com base nas curvas de betonagem, pois este diâmetro varia ao longo do fuste das estacas consoante o volume de betão consumido em troços de comprimento controlado em obra. Na Tabela 6.4 foram já apresentados os diâmetros equivalentes para cada estaca.

Como se pode observar pelos valores da Tabela 6.5, relativos aos valores da capacidade resistente última obtida através dos métodos baseados nos resultados de ensaio de campo SPT e com a hipótese 2, estes apresentam um aumento óbvio em relação a hipótese 1, da ordem dos 25%, em termos médios.

Como Franco (2011) concluiu, e se verifica pela Tabela 6.6, os valores máximos foram obtidos pelos métodos de extrapolação da curva carga vs. assentamento experimentais em comparação com os métodos baseados nos resultados dos ensaios de campo SPT.

Tabela 6.5 – Resultados obtidos por Franco (2011) – Caso de obra 2

Métodos	Q _u (kN)				
	Estaca 1	Estaca 2	Estaca 3	Estaca 4	Estaca 5
Métodos de extrapolação das curvas carga vs. assentamento experimentais					
Mazurkiewicz (1972)	10073	9800	13600	8225	9939
Butler e Hoy (1977)	6950	6924	6945	6964	6951
Chin (1971, 1978)	13760	10366	15662	11798	11255
Décourt (1996)	13811	9668	13732	10629	10384
Métodos baseados nos resultados de ensaios de campo SPT (hipótese 1)					
Meyerhoff (1956, 1976)	5123	5991	5770	6363	7301
Aoki e Velloso (1975)	4600	13309	5859	10724	12639
Décourt e Quaresma (1978)	8052	9555	9633	11932	21471
Monteiro (2000)	4253	6786	7940	10169	15496
Métodos baseados nos resultados de ensaios de campo SPT (hipótese 2)					
Meyerhoff (1956, 1976)	5261	6108	6009	6842	8338
Aoki e Velloso (1975)	4938	13586	6400	11862	16097
Décourt e Quaresma (1978)	8674	9906	10527	13138	27288
Monteiro (2000)	4599	7079	8816	11616	19614

Tabela 6.6 – Resultados obtidos por Franco (2011) – Valores médios – Caso de obra 2

Métodos	Q _{u,med} (kN)				
	Estaca 1	Estaca 2	Estaca 3	Estaca 4	Estaca 5
Métodos de extrapolação das curvas carga vs. assentamento experimentais	12548	9945	14331	10217	10526
Métodos baseados nos resultados de ensaios de campo SPT (hipótese 1)	5507	8910	7301	9797	14227
Métodos baseados nos resultados de ensaios de campo SPT (hipótese 2)	5868	9170	7938	10865	17834

Fonte: Franco (2011)

Tendo em conta a síntese anterior e de acordo com Franco (2011), como os ensaios de carga estáticos não foram levados à rotura, não é possível avaliar de forma adequada qual ou quais os métodos que melhor definem a carga última das diferentes estacas ensaiadas.

Com o objetivo de avaliar, de forma mais fundamentada, os valores últimos correspondentes às condições dos diferentes ensaios, procura-se no âmbito deste trabalho e tal como no Capítulo 5, usar para o efeito um programa de cálculo automático que faz uso do método dos elementos finitos.

Para tal, modelaram-se as estacas e os terrenos envolvidos no Plaxis, nas condições mais próximas possíveis da realidade, de modo a compararem-se resultados obtidos por três vias diferentes.

6.6 Avaliação dos parâmetros geotécnicos

Para este caso de obra todos os parâmetros geotécnicos tiveram de ser estimados/avaliados, pois os únicos ensaios de que se dispõe, são ensaios de campo SPT. Começou por estimar-se o peso volumico húmido e saturado das camadas de solo com recurso a bibliografia disponível, onde existem várias propostas de valores representativos. No parágrafo 3.4.6 encontra-se disponível a Tabela 3.18 que serviu de consulta.

Passou-se de seguida para a estimativa dos parâmetros geotécnicos, os quais foram obtidos a partir dos resultados dos ensaios de campo SPT, com base nas propostas apresentadas no Capítulo 3.

Realizou-se uma análise dos diferentes tipos de solos. Nas Tabelas 6.7 a 6.11 são apresentados valores médios por camada para o ângulo de resistência ao corte e para a resistência não drenada. Neste estudo adotaram-se os valores que se consideraram como os mais adequados, de acordo com os métodos apresentados na bibliografia, tendo-se considerado parâmetros iguais para solos do mesmo tipo e que apresentam valores de N_{SPT} próximos.

Tabela 6.7 – Ângulo de resistência ao corte efetivo e resistência não drenada – Estaca 1

Camada	N_{60}	$(N_1)_{60}$	ϕ'^1 (°)	ϕ'^2 (°)	ϕ' (°) estimado	$c_{u, \text{médio}}^3$ (kPa)	c_u^4 (kPa)	c_u (kPa) estimado
1	5	-	25-35	-	25	-	-	-
2	0	-	15-25	-	23	23	0 - 12	6
3	6	-	20-30	-	26	57	25 - 50	40
4	10	7	27-32	28	33	-	-	-
5	30	20	37-42	37	37	-	-	-
6	60	-	25-30	-	30	453	≥ 200	400

Notas: ¹ Consulta da Tabela 3.10; ² Avaliado pela proposta de Teixeira (1996) parágrafo 3.4.1; ³ Parágrafo 3.4.1

⁴ Consulta da Tabela 3.12

Tabela 6.8 – Ângulo de resistência ao corte efetivo e resistência não drenada – Estaca 2

Camada	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	$\phi' ^1$ (°)	$\phi' ^2$ (°)	ϕ' (°) estimado	c _{u, médio} ³ (kPa)	c _u ⁴ (kPa)	c _u (kPa) estimado
1	12	12	32-37	32	33	-	-	-
2	16	13	32-37	33	35	-	-	-
3	8	-	20-30	-	26	74	25-50	40
4	19	-	25-35	-	34	-	-	-
5	10	5	27-32	27	33	-	-	-
6	22	12	32-37	32	37	-	-	-
7	30	-	30-40	-	40	-	-	-

Notas: ¹ Consulta da Tabela 3.10; ² Avaliado pela proposta de Teixeira (1996) parágrafo 3.4.1; ³ Parágrafo 3.4.1

⁴ Consulta da Tabela 3.12

Tabela 6.9 – Ângulo de resistência ao corte efetivo e resistência não drenada – Estaca 3

Camada	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	$\phi' ^1$ (°)	$\phi' ^2$ (°)	ϕ' (°) estimado	c _{u, médio} ³ (kPa)	c _u ⁴ (kPa)	c _u (kPa) estimado
1	8	9	27-32	30	33	-	-	-
2	4	-	15-25	-	23	40	12-25	18
3	9	7	27-33	28	32	-	-	-
4	8	-	27-35	-	25	-	-	-
5	21	-	27-35	-	34	-	-	-
6	22	12	32-37	32	36	-	-	-
7	60	-	25-30	-	30	453	≥ 200	400

Notas: ¹ Consulta da Tabela 3.10; ² Avaliado pela proposta de Teixeira (1996) parágrafo 3.4.1; ³ Parágrafo 3.4.1

⁴ Consulta da Tabela 3.12

Tabela 6.10 – Ângulo de resistência ao corte efetivo e resistência não drenada – Estaca 4

Camada	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	$\phi' ^1$ (°)	$\phi' ^2$ (°)	ϕ' (°) estimado	c _{u, médio} ³ (kPa)	c _u ⁴ (kPa)	c _u (kPa) estimado
1	16	13	32-37	33	36	-	-	-
2	40	-	44-49	-	45	-	-	-
3	60	32	42-47	43	43	-	-	-

Notas: ¹ Consulta da Tabela 3.10; ² Avaliado pela proposta de Teixeira (1996) parágrafo 3.4.1; ³ Parágrafo 3.4.1

⁴ Consulta da Tabela 3.12

Tabela 6.11 – Ângulo de resistência ao corte efetivo e resistência não drenada – Estaca 5

Camada	N_{60}	$(N_1)_{60}$	ϕ'^1 (°)	ϕ'^2 (°)	ϕ' (°) estimado	$c_{u, \text{médio}}^3$ (kPa)	c_u^4 (kPa)	c_u (kPa) estimado
1	3	4	27-32	25	25	-	-	-
2	13	11	32-37	31	35	-	-	-
3	23	17	32-37	35	37	-	-	-
4	44	28	37-42	41	41	-	-	-
5	60	-	25-30	-	30	453	≥ 200	400

Notas: ¹ Consulta da Tabela 3.10; ² Avaliado pela proposta de Teixeira (1996) parágrafo 3.4.1; ³ Parágrafo 3.4.1

⁴ Consulta da Tabela 3.12

Da Tabela 6.12 à Tabela 6.16 são apresentados os diferentes módulos de deformabilidade. O módulo de deformabilidade E_s , foi avaliado tendo como base as propostas apresentadas na bibliografia e as correções e correlações apresentadas no Capítulo 3. Foram arbitrados parâmetros iguais para solos com condições semelhantes, tendo que os restantes módulos de deformabilidade específicos do modelo constitutivo de *Hardening Soil*, foram estimados como referido anteriormente no parágrafo 4.3.4.

O coeficiente de *Poisson* também foi arbitrado de acordo com as propostas apresentadas na bibliografia (Tabela 3.19).

Tabela 6.12 – Módulos de deformabilidade e coeficientes de *Poisson* – Estaca 1

Camada	E_s (kPa)	ν_s	E_{oed}^{ref} * (kPa)	E_{50}^{ref} * (kPa)	E_{ur}^{ref} * (kPa)
1	17000	0,30	23000	23000	69000
2	1000	0,49	17000	17000	51000
3	4000	0,49	68000	68000	204000
4	45000	0,20	50000	50000	150000
5	65000	0,30	87500	87500	262500
6	100000	0,49	1700000	1700000	5100000

Notas: * Ver Capítulo 4, parágrafo 4.3.4

Tabela 6.13 – Módulos de deformabilidade e coeficientes de Poisson – Estaca 2

Camada	E_s (kPa)	ν_s	$E_{oed}^{ref} *$ (kPa)	$E_{50}^{ref} *$ (kPa)	$E_{ur}^{ref} *$ (kPa)
1	45000	0,20	50000	50000	150000
2	60000	0,25	72000	72000	216000
3	4000	0,49	68000	68000	204000
4	40000	0,30	54000	54000	162000
5	45000	0,20	50000	50000	150000
6	65000	0,30	87500	87500	262500
7	140000	0,30	200000	200000	600000

Notas: * Ver Capítulo 4, parágrafo 4.3.4

Tabela 6.14 – Módulos de deformabilidade e coeficientes de Poisson – Estaca 3

Camada	E_s (kPa)	ν_s	$E_{oed}^{ref} *$ (kPa)	$E_{50}^{ref} *$ (kPa)	$E_{ur}^{ref} *$ (kPa)
1	45000	0,20	50000	50000	150000
2	1000	0,49	17000	17000	51000
3	40000	0,20	44000	44000	132000
4	17000	0,30	23000	23000	69000
5	40000	0,30	54000	54000	162000
6	60000	0,25	72000	72000	216000
7	100000	0,49	1700000	1700000	5100000

Notas: * Ver Capítulo 4, parágrafo 4.3.4

Tabela 6.15 – Módulos de deformabilidade e coeficientes de Poisson – Estaca 4

Camada	E_s (kPa)	ν_s	$E_{oed}^{ref} *$ (kPa)	$E_{50}^{ref} *$ (kPa)	$E_{ur}^{ref} *$ (kPa)
1	60000	0,25	72000	72000	216000
2	150000	0,35	240000	240000	720000
3	100000	0,35	160000	160000	480000

Notas: * Ver Capítulo 4, parágrafo 4.3.4

Tabela 6.16 – Módulos de deformabilidade e coeficientes de Poisson – Estaca 5

Camada	E_s (kPa)	ν_s	$E_{oed}^{ref} *$ (kPa)	$E_{50}^{ref} *$ (kPa)	$E_{ur}^{ref} *$ (kPa)
1	20000	0,20	22000	22000	66000
2	60000	0,25	72000	72000	216000
3	60000	0,30	80000	80000	240000
4	80000	0,30	107000	107000	321000
5	100000	0,49	1700000	1700000	5100000

Notas: * Ver Capítulo 4, parágrafo 4.3.4

6.7 Previsão e avaliação da capacidade resistente última através do programa Plaxis 2D v. 8

A modelação dos terrenos e das estacas é realizada de forma semelhante ao caso de obra 1, pelo que se irá fazer maior referência aos aspetos mais significativos e diferentes neste caso de obra.

Em analogia com o caso de obra 1, a estaca foi modelada tendo em conta um modelo axissimétrico, pelo que só foi usado metade do domínio interessado pelo problema. O modelo geométrico “geral” considerado é apresentado na Figura 6.4, tal como a malha de elementos finitos bidimensional constituída por elementos triangulares de 15 nós. A malha de elementos finitos é gerada considerando um maior refinamento em torno da estaca e outro mais grosseiro, mais afastado da mesma.

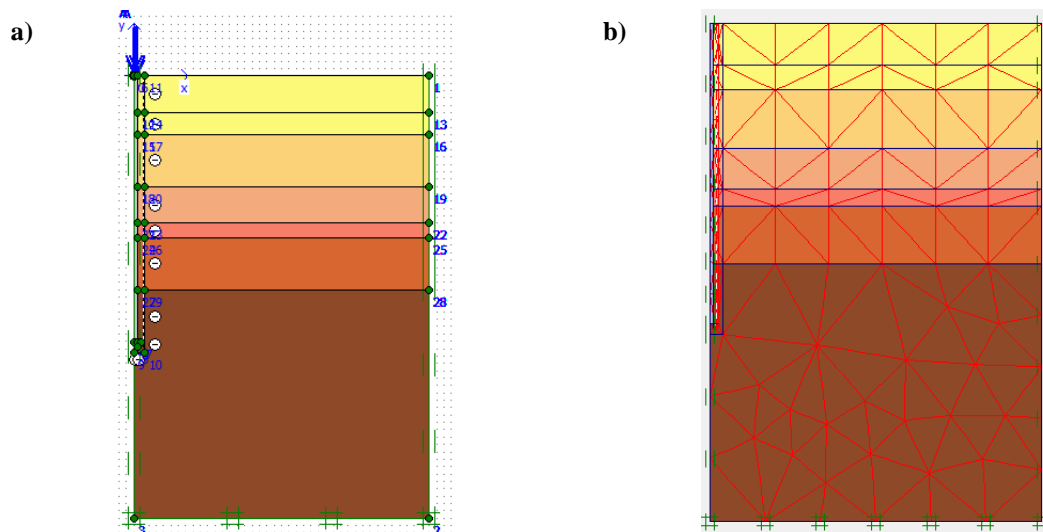


Figura 6.4 – a) Modelo geométrico “geral”; b) Malha de elementos finitos – elementos triangulares de 15 nós [Fonte: Plaxis 2D v. 8]

Relativamente às dimensões do modelo geométrico, foram consideradas as mesmas dimensões mínimas usadas no caso de obra 1. Considerou-se como limite horizontal mínimo 11 vezes o diâmetro da estaca a contar do centro da mesma e, para limite vertical, no mínimo 1,7 vezes o comprimento da estaca.

As condições de fronteira consideradas foram: nos contornos laterais da esquerda e da direita impediram-se os deslocamentos horizontais e, no contorno inferior do modelo, os deslocamentos horizontais e verticais (completa aderência), no contorno superior não se impediram qualquer deslocamentos.

Como referido em parágrafos anteriores, é aconselhável modelar inicialmente os terrenos pelo modelo de *Mohr-Coulomb*, para uma análise relativamente simples e rápida. Posteriormente, modelou-se com outro modelo constitutivo mais refinado, o modelo *Hardenig Soil*.

Qualquer uma das estacas foi modelada inicialmente juntamente com o terreno. O modelo constitutivo utilizado foi o modelo elástico linear, com comportamento "não poroso" e com os parâmetros mecânicos apresentados na Tabela 6.17. Realizaram-se quatro análises de estudo para cada uma das estacas, alterando entre elas o diâmetro e o modelo constitutivo, (hipóteses 1 e 2), tal como realizado por Franco (2011) e já referido anteriormente.

Tabela 6.17 – Propriedades das estacas inseridas no Plaxis 2D v. 8 – Casos de obra 2

Parâmetros	Valores	Unidades
Peso volúmico	25	kN/m ³
Módulo de <i>Young</i>	30x10 ⁶	kN/m ²
Coeficiente de <i>Poisson</i>	0,2	-
R _{inter}	1,0 ou 0,5	-

O parâmetro R_{inter} foi tomado em função do tipo de solo envolvido. Em solos granulares foi considerado igual a 1,0 (Tabela 3.13), mas, em solos argilosos, e apesar de relativamente a estacas executadas com extração do terreno a informação disponível ser escassa (Tabela 3.15), arbitrou-se um valor de 0,5.

Em relação ao parâmetro *m* foram arbitrados valores tendo em conta que Brinkgreve et al. (2004) considera 0,5 para as areias e 1,0 para solos argilosos moles, no caso de inexistência de informação devidamente fundamentada. Os restantes parâmetros já foram avaliados e apresentados no parágrafo 6.6.

Como referido no Capítulo 4, a modelação no Plaxis 2D v. 8 para solos com comportamento não drenado pode ser realizada de diversas formas. Neste caso, é realizada uma análise não drenada com parâmetros não drenados, com $\phi_u=0$ e $c_u \neq 0$, pois considerou-se a situação mais condicionante, face à duração dos ensaios de carga realizados. Para o caso de solos com comportamento drenado, utilizaram-se os parâmetros em condições efetivas.

É necessário colocar uma carga de compressão no topo da estaca como apresentado na Figura 6.4, para poder simular posteriormente, o efeito do ensaios de carga no subprograma *calculation*.

No subprograma *calculation* é selecionado um ponto da malha de elementos finitos, onde se pretende conhecer a curva carga vs. assentamento e indicado um valor para a carga inicialmente

modelada. Durante o cálculo esta carga é aplicada no topo da estaca. Caso seja atingida a capacidade resistente última antes de atingir a carga inicialmente indicada, o cálculo termina e mostra no subprograma *output* uma mensagem de aviso de "colapso", caso não seja atingida a capacidade resistente última, este indica que não ocorreu qualquer problema.

Posteriormente, no subprograma *curves*, é possível visualizar a curva carga vs. assentamento, para o ponto selecionado anteriormente na malha de elementos finitos. Os cálculos realizados no Plaxis 2D v. 8 apresentam um erro de 0,0001 e que as curvas carga vs. assentamento dizem respeito a assentamentos obtidos no centro do topo da estaca.

6.7.1 Estaca 1

A estaca 1 atravessa solos caracterizados por aluviões lodosas, quase exclusivamente argilas e siltes, tal como representado no esquema genérico da Figura 6.2 a). Esses solos foram modelados no Plaxis, por dois modelos constitutivos: o *Mohr-Coulomb* e o *Hardening Soil*, com os parâmetros apresentados na Tabela 6.18.

Tabela 6.18 – Parâmetros dos solos inseridos no Plaxis – Modelo de *Mohr-Coulomb* e *Hardening Soil* – Estaca 1

Parâmetros		Camadas						Unid.
		1	2	3	4	5	6	
Tipo de comp.		Drenado	Não drenado	Não drenado	Drenado	Drenado	Não drenado	-
γ_h		15	14	15	15,5	17	20	kN/m ³
γ_{sat}		18	16	17	17,5	18,5	22	kN/m ³
MC	E_s	17000	1000	4000	45000	65000	100000	kN/m ²
	E_{incrm}	150	110	200	7000	15000	0	kN/m ³
	v_s	0,3	0,49	0,49	0,2	0,3	0,49	-
HS	E_{oed}^{ref}	23000	17000	68000	50000	87500	1700000	kN/m ²
	E_{50}^{ref}	23000	17000	68000	50000	87500	1700000	kN/m ²
	E_{ur}^{ref}	69000	51000	204000	150000	262500	5100000	kN/m ²
	m	0,5	1,0	0,85	0,5	0,5	0,7	-
c' ou c_u		0	6	40	0	0	400	kN/m ²
ϕ' ou ϕ_u		25	0	0	33	37	0	°
ψ		0	0	0	3	7	0	°
R_{inter}		1,0	0,5	0,5	1,0	1,0	0,5	-

No gráfico da Figura 6.5 são apresentadas as curvas carga vs. assentamento retiradas do Plaxis, para cada modelo constitutivo, e diferentes hipóteses: 1 e 2, juntamente com a curva carga vs. assentamento experimental. Os valores da capacidade resistente última de cada modelação e respectivos assentamentos, são apresentados na Tabela 6.19.

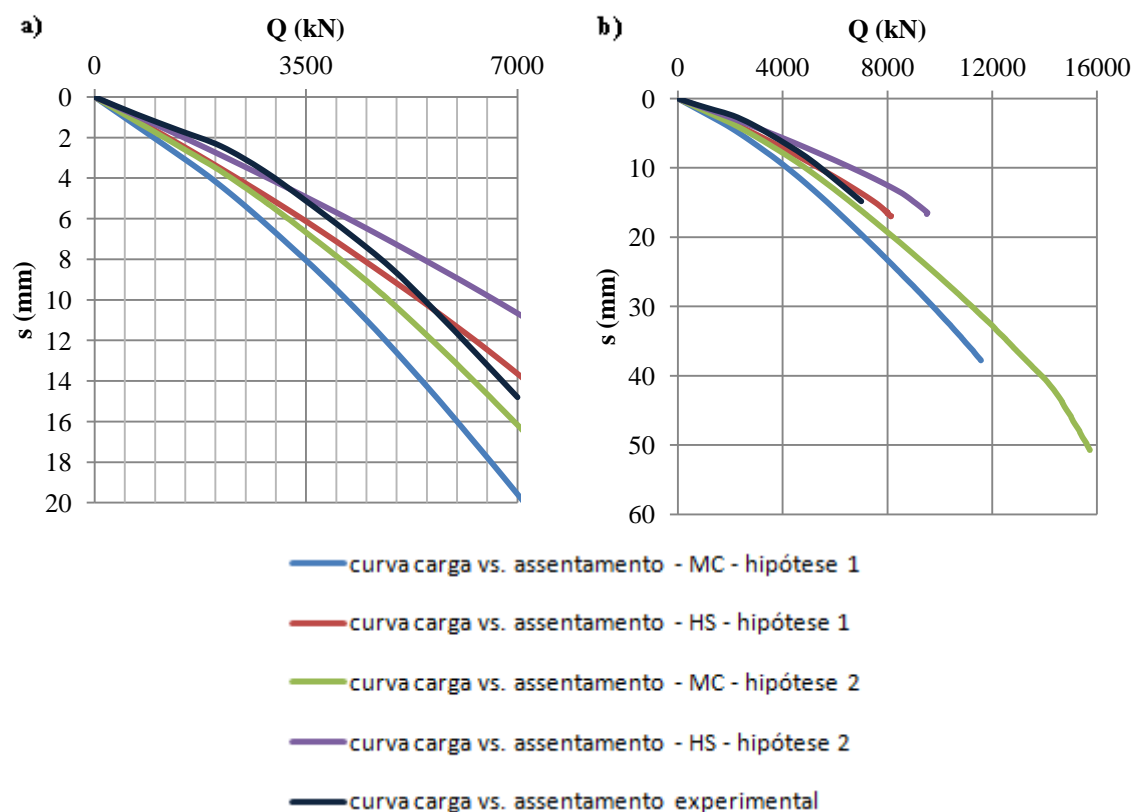


Figura 6.5 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis v. 8; a) curvas carga vs. assentamento até à carga máxima do ensaio de carga estático (7000 kN); b) curvas carga vs. assentamento até atingir a carga última – Estaca 1

Tabela 6.19 – Capacidade resistente última para cada estaca e respetivo assentamento, obtidos através do Plaxis 2D v. 8 – Estaca 1

Estaca	Hipótese	d (m)	Modelo constitutivo	Capacidade resistente última (kN)	Assentamento (mm)
1	1	0,8	MC	11573	37,78
			HS	8142	16,99
	2	0,9	MC	15716	50,71
			HS	9503	16,70

6.7.2 Estaca 2

A estaca 2 encontra-se num cenário caracterizado por aluviões arenosos com importantes intercalações argilo-siltosas, como se pode ver pelo esquema da Figura 6.2 b). Estes solos foram modelados no Plaxis, com o modelo constitutivo de *Mohr-Coulomb* e o *Hardening Soil* e com os parâmetros apresentados na Tabela 6.20.

Tabela 6.20 – Parâmetros dos solos inseridos no Plaxis – Modelo de *Mohr-Coulomb* e *Hardening Soil* – Estaca 2

Parâmetros		Camadas							Unid.
		1	2	3	4	5	6	7	
Tipo de comport.		Drenado	Drenado	Não drenado	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado	-
γ_h		15,5	16,5	15	16	15,5	17	18	kN/m ³
γ_{sat}		17,5	18	17	19	17,5	18,5	20	kN/m ³
MC	E_s	45000	60000	4000	40000	45000	65000	140000	kN/m ²
	E_{incrm}	10000	10000	200	0	7000	10000	0	kN/m ³
	v_s	0,2	0,25	0,49	0,30	0,2	0,3	0,3	-
HS	E_{oed}^{ref}	50000	72000	68000	54000	50000	87500	200000	kN/m ²
	E_{50}^{ref}	50000	72000	68000	54000	50000	87500	200000	kN/m ²
	E_{ur}^{ref}	150000	216000	204000	162000	150000	262500	600000	kN/m ²
	m	0,5	0,5	0,85	0,5	0,5	0,5	0,5	-
c' ou c_u		0	0	40	0	0	0	0	kN/m ²
ϕ' ou ϕ_u		33	35	0	34	33	37	40	°
ψ		3	5	0	4	3	7	10	°
R_{inter}		1,0	1,0	0,5	1,0	1,0	1,0	1,0	-

No gráfico da Figura 6.6 é apresentada a curva carga vs. assentamento experimental juntamente com a curva carga vs. assentamento de cada um dos modelos constitutivos, com a capacidade resistente última e o respetivo assentamento apresentados na Tabela 6.21. Para esta estaca o diâmetro equivalente é igual ao teórico.

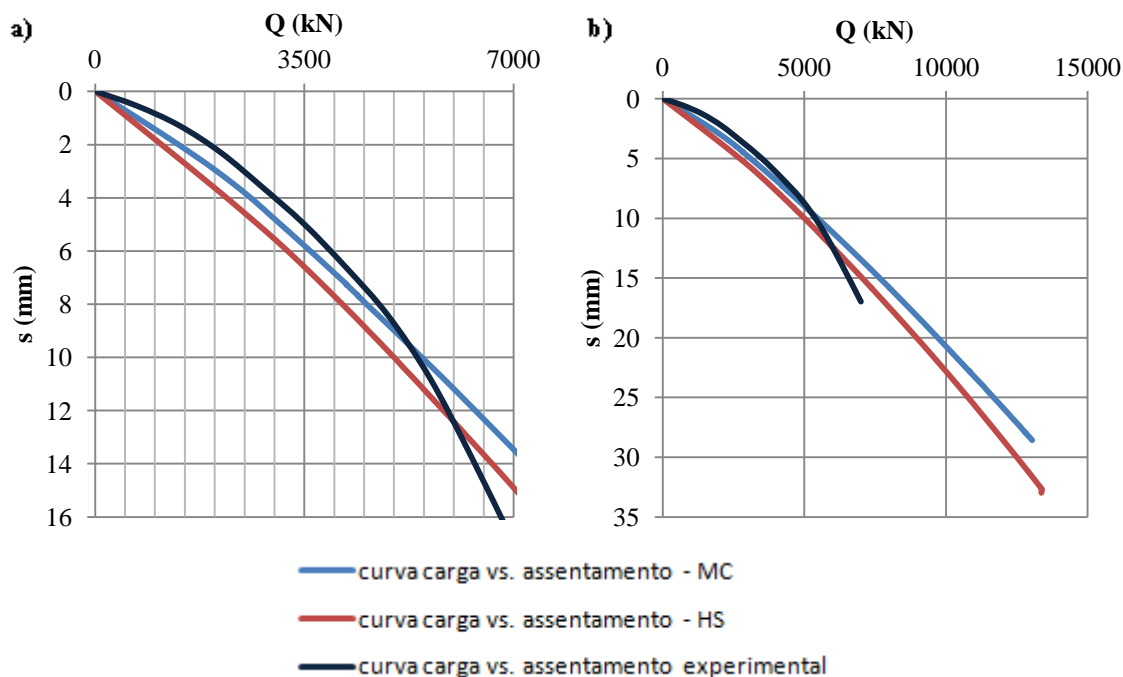


Figura 6.6 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis v. 8; a) curvas carga vs. assentamento até à carga máxima do ensaio de carga estático (7000 kN); b) curvas carga vs. assentamento até atingir a carga última – Estaca 2

Tabela 6.21 – Capacidade resistente última para cada estaca e respetivo assentamento, obtidos através do Plaxis 2D v. 8 – Estaca 2

Estaca	Hipótese	d (m)	Modelo constitutivo	Capacidade resistente última (kN)	Assentamento (mm)
2	1 e 2	0,8	MC	13040	28,57
			HS	13368	32,96

6.7.3 Estaca 3

A estaca 3, tal como a estaca 2, encontra-se num cenário caracterizado por aluviões arenosas com importantes intercalações argilo-siltosas, como se pode ver pelo esquema da Figura 6.2 c).

Na Tabela 6.20 são apresentados os parâmetros geotécnicos inseridos no Plaxis para os modelos constitutivos: *Mohr-Coulomb* e *Hardening Soil*.

No gráfico da Figura 6.7 é apresentada a curva carga vs. assentamento experimental juntamente com as curvas carga vs. assentamento retiradas do Plaxis relativas aos modelos constitutivos e as diferentes hipóteses: 1 e 2, para cada um desses modelos.

A capacidade resistente última para cada modelação e o respetivo assentamento encontram-se na Tabela 6.25.

Tabela 6.22 – Parâmetros dos solos inseridos no Plaxis – Modelo de *Mohr-Coulomb* e *Hardening Soil* – Estaca 3

Parâmetros		Camadas							Unid.
		1	2	3	4	5	6	7	
Tipo de comport.		Drenado	Não drenado	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado	Não drenado	-
γ_h		15,5	14	16	15	16	16	20	kN/m ³
γ_{sat}		17,5	16	17,5	18	19	18	22	kN/m ³
MC	E_s	45000	1000	40000	17000	40000	60000	100000	kN/m ²
	E_{incrm}	3000	150	3000	150	0	10000	0	kN/m ³
	v_s	0,2	0,49	0,2	0,3	0,3	0,25	0,49	-
HS	E_{oed}^{ref}	50000	17000	44000	23000	54000	72000	1700000	kN/m ²
	E_{50}^{ref}	50000	17000	44000	23000	54000	72000	1700000	kN/m ²
	E_{ur}^{ref}	150000	51000	132000	69000	162000	216000	5100000	kN/m ²
	m	0,5	1,0	0,5	0,5	0,5	0,5	0,7	-
c' ou c_u		0	6	0	0	0	0	400	kN/m ²
ϕ' ou ϕ_u		33	0	32	25	34	36	0	°
ψ		3	0	2	0	4	6	0	°
R_{inter}		1,0	0,5	1,0	1,0	1,0	1,0	0,5	-

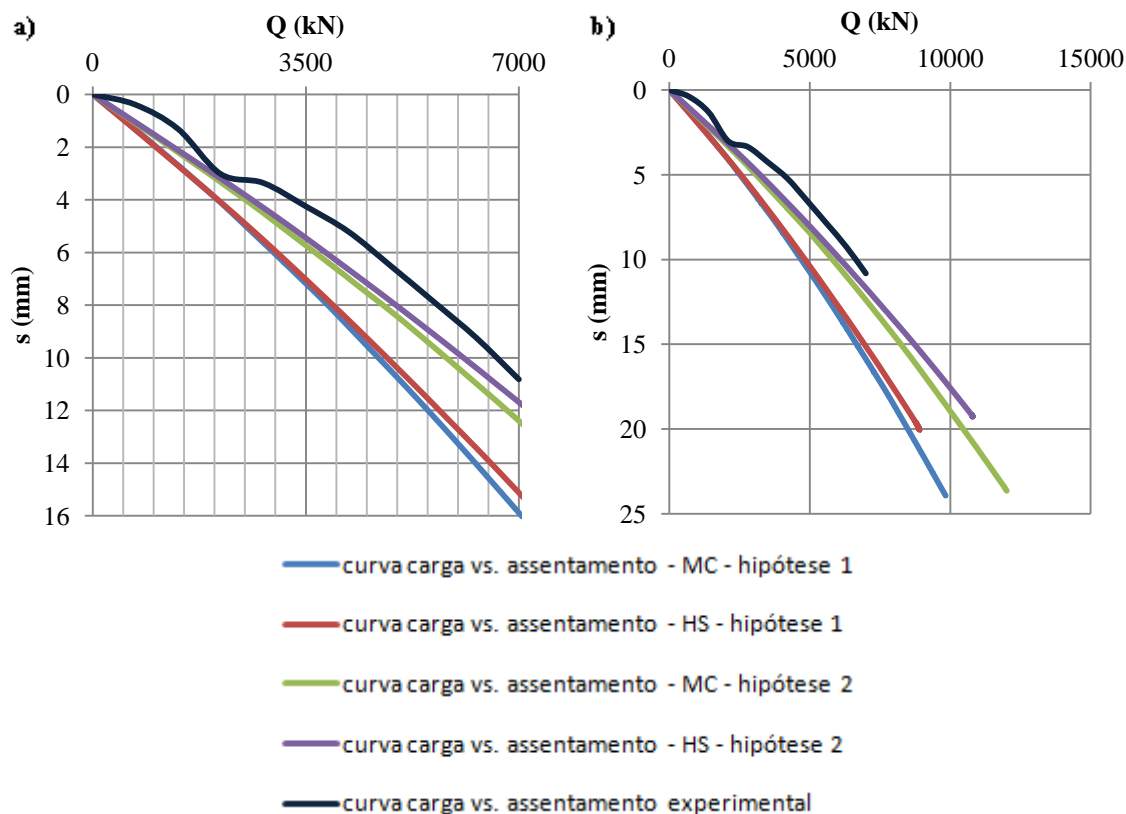


Figura 6.7 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis v. 8; a) curvas carga vs. assentamento até à carga máxima do ensaio de carga estático (7000 kN); b) curvas carga vs. assentamento até atingir a carga última – Estaca 3

Tabela 6.23 – Capacidade resistente última para cada estaca e respetivo assentamento, obtidos através do Plaxis 2D v. 8 – Estaca 3

Estaca	Hipótese	d (m)	Modelo constitutivo	Capacidade resistente última (kN)	Assentamento (mm)
3	1	0,8	MC	9825	23,93
			HS	8910	20,71
	2	0,9	MC	12007	23,64
			HS	10800	19,27

6.7.4 Estaca 4

A estaca 4 atravessa solos constituídos exclusivamente por areias, areias grossas e cascalheira, como é possível observar pela Figura 6.2 d). Para a modelação da estaca 4 no Plaxis 2D v. 8 foram considerados os parâmetros apresentados na Tabela 6.24 para o modelo de *Mohr-Coulomb* e *Hardening Soil*.

Na Figura 6.8 são apresentadas as curvas carga vs. assentamento obtidas através do Plaxis e relativas às hipóteses 1 e 2, para cada um dos modelos constitutivos, e a experimental. A capacidade resistente última e os respetivos assentamentos são apresentados na Tabela 6.25.

Tabela 6.24 – Parâmetros dos solos inseridos no Plaxis – Modelo de *Mohr-Coulomb* e *Hardening Soil* – Estaca 4

Parâmetros		Camadas			Unidades
		1	2	3	
Tipo de comportamento		Drenado	Drenado	Drenado	-
γ_h		16	19	18,5	kN/m ³
γ_{sat}		18	21	20	kN/m ³
MC	E_s	60000	150000	100000	kN/m ²
	E_{incrm}	10000	15000	20000	kN/m ³
	ν_s	0,25	0,35	0,35	-
HS	E_{oed}^{ref}	72000	240000	160000	kN/m ²
	E_{50}^{ref}	72000	240000	160000	kN/m ²
	E_{ur}^{ref}	216000	720000	480000	kN/m ²
	m	0,5	0,5	0,5	-
c'		0	0	0	kN/m ³
ϕ'		36	45	43	°
ψ		6	15	13	°
R_{inter}		1,0	1,0	1,0	-

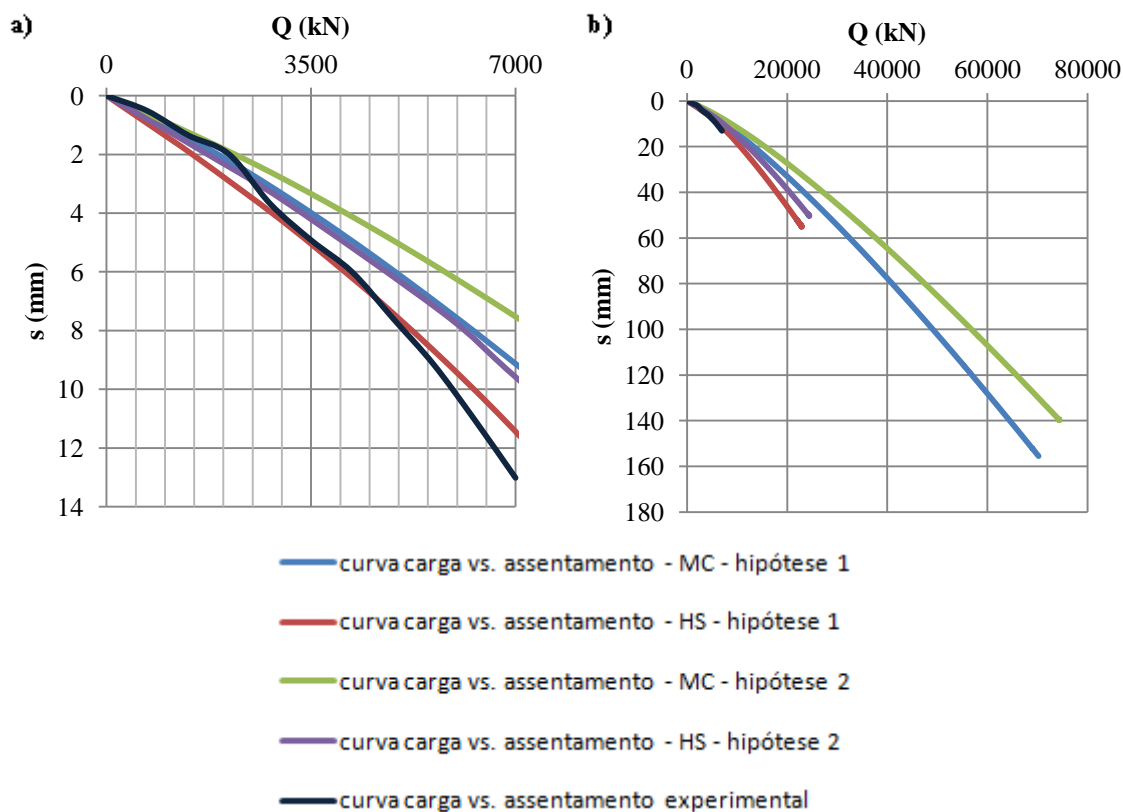


Figura 6.8 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis v. 8; a) curvas carga vs. assentamento até à carga máxima do ensaio de carga estático (7000 kN); b) curvas carga vs. assentamento até atingir a carga última – Estaca 4

Tabela 6.25 – Capacidade resistente última para cada estaca e respetivo assentamento, obtidos através do Plaxis 2D v. 8 – Estaca 4

Estaca	Hipótese	d (m)	Modelo constitutivo	Capacidade resistente última (kN)	Assentamento (mm)
4	1	0,8	MC	70166	155,54
			HS	22997	55,09
	2	0,9	MC	74397	139,84
			HS	24438	50,31

6.7.5 Estaca 5

A estaca 5 atravessa solos constituídos quase exclusivamente por areias, areias grossas e cascalheira, como se pode observar pela Figura 6.2 e). Estes solos foram modelados no Plaxis com o modelo constitutivo de *Mohr-Coulomb* e de *Hardening Soil*, com os parâmetros apresentados na Tabela 6.26.

No gráfico da Figura 6.9 são apresentadas as curvas carga vs. assentamento retiradas do Plaxis juntamente com a curva carga vs. assentamento experimental. A capacidade resistente última e os assentamentos são apresentados na Tabela 6.27.

Tabela 6.26 – Parâmetros dos solos inseridos no Plaxis – Modelo de *Mohr-Coulomb* e *Hardening Soil* – Estaca 5

Parâmetros		Camadas					Unid.
		1	2	3	4	5	
Tipo de comp.		Drenado	Drenado	Drenado	Drenado	Não drenado	-
γ_h		15	16,5	17,5	16,5	20	kN/m ³
γ_{sat}		17	18	19	18,5	22	kN/m ³
MC	E_s	20000	60000	60000	80000	100000	kN/m ²
	E_{incrm}	2500	7000	7000	15000	0	kN/m ³
	v_s	0,2	0,25	0,3	0,3	0,49	-
HS	E_{oed}^{ref}	22000	72000	80000	107000	1700000	kN/m ²
	E_{50}^{ref}	22000	72000	80000	107000	1700000	kN/m ²
	E_{ur}^{ref}	66000	216000	240000	321000	5100000	kN/m ²
	m	0,5	0,5	0,5	0,5	0,7	-
c' ou c_u		0	0	0	0	400	kN/m ³
ϕ' ou ϕ_u		25	35	37	41	0	°
ψ		0	5	7	11	0	°
R_{inter}		1,0	1,0	1,0	1,0	0,5	-

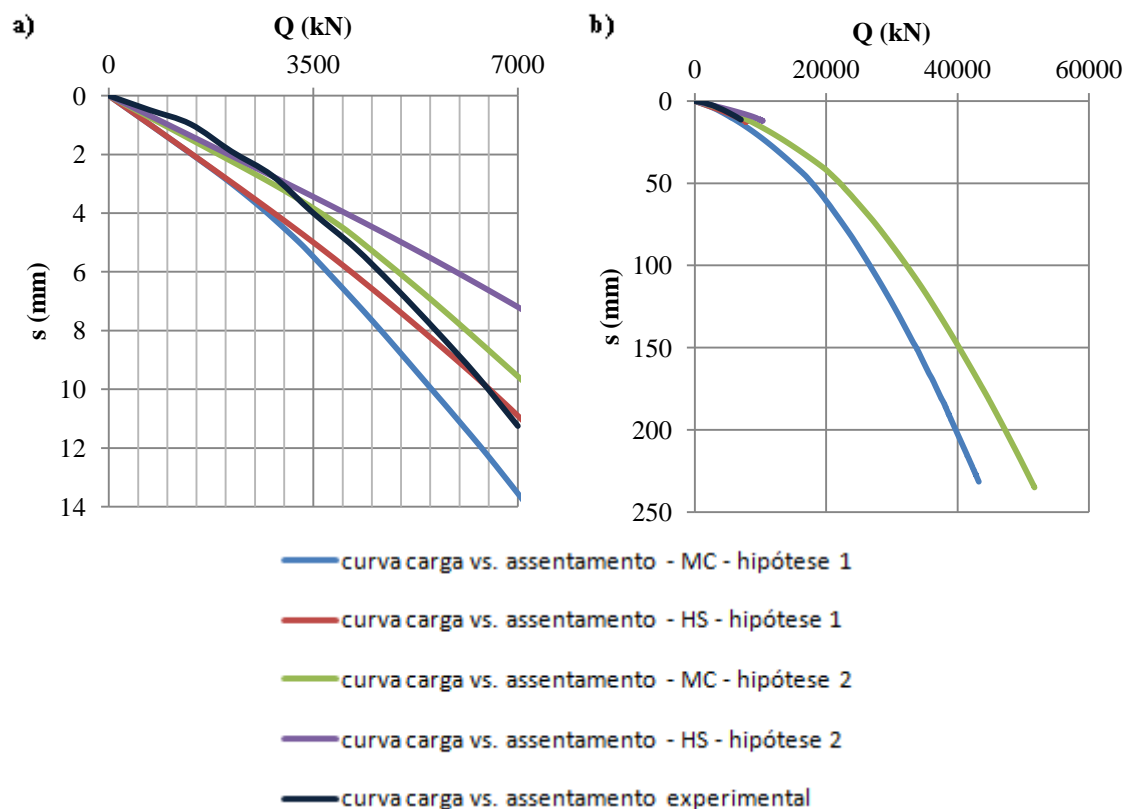


Figura 6.9 – Curva carga vs. assentamento experimental da estaca e as curvas carga vs. assentamento obtidas pelo Plaxis v. 8; a) curvas carga vs. assentamento até à carga máxima do ensaio de carga estático (7000 kN); b) curvas carga vs. assentamento até atingir a carga última – Estaca 5

Tabela 6.27 – Capacidade resistente última para cada estaca e respetivo assentamento, obtidos através do Plaxis 2D v. 8 – Estaca 5

Estaca	Hipótese	d (m)	Modelo constitutivo	Capacidade resistente última (kN)	Assentamento (mm)
5	1	0,8	MC	43208	231,65
			HS	7803	12,69
	2	1,0	MC	51692	235,02
			HS	10340	12,08

6.8 Considerações finais

Em qualquer uma das estacas não foi possível aproximar de forma inteiramente satisfatória as curvas carga vs. assentamento experimentais às obtidas através do Plaxis. Considera-se que, em grande parte, tal se deve ao facto de não ser possível estimar adequadamente os parâmetros geotécnicos dos solos envolvidos com base na informação geotécnica disponível.

Ao comparar os valores da capacidade resistente última entre hipóteses (Tabela 6.28) verifica-se, como era previsível, um aumento da carga última da hipótese 1 para a hipótese 2, para qualquer um dos modelos constitutivos, isto devido obviamente ao aumento do diâmetro, do teórico (0,8 m) para o equivalente (Tabela 6.4).

De modo geral, para as cinco estacas apresentadas, verifica-se que apesar do aumento da capacidade resistente última, da hipótese 1 para a 2, o assentamento entre elas, é da mesma ordem de grandeza, isso verifica-se para todas as estacas, com exceção dos resultados do modelo de MC para a Estaca 1.

Também se verifica que na maioria dos casos os resultados da capacidade resistente última e assentamento correspondente, aumentam ao considerar-se o modelo de MC, exceto no caso da Estaca 2.

Ao comparar-se de modo qualitativo os valores obtidos da capacidade resistente última pelas modelações no Plaxis (Tabela 6.28) com os valores de Franco (2011) (Tabela 6.5, Tabela 6.6), verifica-se de modo geral, que são os métodos de extrapolação das curvas carga vs. assentamento experimentais que apresentam valores mais próximos. Para o caso dos resultados, das modelações utilizando o modelo de HS, verifica-se que é a proposta de Décourt e Quaresma (1978), um método baseado nos resultados de ensaios de campo SPT, que mais se aproxima. Em relação à modelação utilizando o modelo MC é a proposta de Chin (1971, 1978).

Para a estaca 2 a capacidade resistente última obtida pelo Plaxis é muito parecida tanto utilizando o modelo de MC como o de HS, com um valor médio de 13204 kN, verificando-se que, segundo o estudo de Franco (2011), é a proposta de Aoki e Velloso (1975) que mais se aproxima.

No caso da estaca 3 os métodos de extrapolação apresentam valores superiores aos obtidos pelas análises no Plaxis, sendo o método de Décourt e Quaresma (1978) que mais se aproxima.

As estacas 4 e 5 apresentam, em relação às outras estacas, os valores máximos de capacidade resistente última para solos modelados com o modelo de MC. Esses valores são demasiado elevados quando comparados com os obtidos utilizando o modelo constitutivo de HS. Em relação à

modelação da estaca 4 obtiveram-se valores muito superiores, quando comparados com os obtidos pelas propostas de Franco (2011).

Como se pode ver na Tabela 6.28, para o caso da estaca 5 em que se utilizou o modelo de HS para modelar os solos, estes são os valores mais baixos de todas as modelações. Comparando com os de Franco (2011), verifica-se que a proposta de Décourt (1996), método de extrapolação das curvas carga vs. assentamento, ou a proposta de Meyerhoff (1956, 1976), que se baseia nos resultados de ensaios de campo SPT, são os resultados que melhor aproximam os resultados teóricos acima referidos.

Tabela 6.28 – Capacidade resistente última para cada estaca e respetivo assentamento, obtidos através do Plaxis 2D v. 8 – Estacas 1, 2, 3, 4 e 5

Estaca	Hipótese	d (m)	Modelo constitutivo	Capacidade resistente última (kN)	Assentamento (mm)
1	1	0,8	MC	11573	37,78
			HS	8142	16,99
	2	0,9	MC	15716	50,71
			HS	9503	16,70
2	---	0,8	MC	13040	28,57
			HS	13368	32,96
3	1	0,8	MC	9825	23,93
			HS	8910	20,71
	2	0,9	MC	12007	23,64
			HS	10800	19,27
4	1	0,8	MC	70166	155,54
			HS	22997	55,09
	2	0,9	MC	74397	139,84
			HS	24438	50,31
5	1	0,8	MC	43208	231,65
			HS	7803	12,69
	2	1,0	MC	51692	235,02
			HS	10340	12,08

De modo geral, pode-se dizer que neste caso de obra são os métodos baseados nos resultados de ensaios de campo SPT que mais se aproximam ao valor teórico da capacidade resistente última das estacas.

Não se pode considerar um valor de carga última genérico para todas as estacas, pois estas apresentam comprimentos e diâmetros diferentes (situação real de campo face aos volumes betonados em obra) e atravessam estratos de solo diferentes entre si.

Contudo, tomando a totalidade dos resultados obtidos pelas três vias (métodos de extrapolação, métodos baseados em ensaios SPT e modelação no Plaxis com o modelo constitutivo de HS) pode considerar-se que, em termos médios, a capacidade resistente última deverá ser da ordem, respetivamente para as estacas 1 a 5, de 8300 kN, 10300 kN, 9900 kN, 15700 kN e 12200 kN e, considerando a totalidade das estacas ensaiadas, a capacidade resistente última terá, em termos médios, cerca de 11300 kN.

Capítulo 7 Conclusões finais e futuros desenvolvimentos

A presente dissertação teve como principal objetivo avaliar a capacidade resistente última de estacas em compressão usando análises em tensão/deformação, tendo como base seis ensaios de carga estáticos de estacas em compressão que não atingiram a rotura, envolvendo estacas de diâmetro 0,80 m, diferentes comprimentos, tecnologias de execução e que atravessam diferentes tipos de terrenos com diferentes características geológico/geotécnicas.

Através do programa de elementos finitos Plaxis 2D v. 8 foi possível avaliar a capacidade resistente última das estacas, e compararam-se os resultados com os obtidos por Franco (2011), para as mesmas estacas, através de métodos de extrapolação sobre curvas carga vs. assentamento experimentais que não atingiram a rotura e através de métodos baseados em ensaios de campo SPT e CPT.

Ao modelar as estacas no Plaxis, utilizou-se um modelo constitutivo elástico linear, pelo que nunca está em causa o problema de insuficiente resistência do betão que constitui o fuste das estacas à compressão.

Ainda assim, e apenas para balizar a ordem de grandeza dos valores obtidos, pode considerar-se que relativamente a um estado limite último por rotura estrutural das estacas à compressão, nos seis ensaios considerados, estas têm um diâmetro de 0,80 m e comprimentos variando entre 9,5 m a 57,80 m, atravessando estratos com diferentes características mecânicas. Considerando um betão de características médias e uma resistência característica a compressão da ordem de 25 MPa, a carga axial de rotura corresponde, neste caso, a cerca de 12500 kN.

Em qualquer um dos casos de obra não foi possível sobrepor, de forma inteiramente satisfatória, as curvas carga vs. assentamento experimental com as curvas obtidas pelo Plaxis. São várias as hipóteses que podem ter levado a não ter sido possível encontrar uma melhor aproximação.

O caso de obra 1 inclui um ensaio de carga realizado sobre uma estaca com 0,80 m de diâmetro e 9,50 m de comprimento, instalada por recurso a trado contínuo, atravessando areias soltas e compactas. A carga máxima do ensaio foi de 3500 kN.

De modo geral, conclui-se que a capacidade resistente última da estaca para o caso de obra 1 encontra-se perto dos 5900 kN, reforçando a ideia de Franco (2011) que não se encontra muito afastada da carga máxima do ensaio, e que os métodos baseados nos resultados de ensaios de campo SPT são os que apresentam resultados mais próximos, nomeadamente a proposta de Décourt e Quaresma (1978).

O caso de obra 2 inclui cinco ensaios de carga sobre estacas com diâmetro de 0,80 m, comprimentos variando entre 30,80 m a 57,80 m, executados com furação e extração do terreno, tendo sido usado tubo moldador recuperável em 2 delas (estacas 1 e 2) e lamas bentoníticas nas restantes, atravessando genericamente aluviões de elevada possança com baixa resistência e elevada deformabilidade e nível freático relativamente próximo da superfície. A carga máxima dos ensaios foi de 7000 kN.

Neste caso de obra, e tendo em conta os resultados obtidos por Franco (2011), são os métodos baseados nos resultados de ensaios de campo SPT que mais se aproximam ao valor teórico da capacidade resistente última das estacas.

Tomando a totalidade dos resultados obtidos pelas três vias (métodos de extrapolação, métodos baseados em ensaios SPT e modelação no Plaxis com o modelo constitutivo de HS) pode considerar-se que, em termos médios, a capacidade resistente última deverá ser da ordem, respetivamente para as estacas 1 a 5, de 8300 kN, 10300 kN, 9900 kN, 15700 kN e 12200 kN, considerando a totalidade das estacas ensaiadas, a capacidade resistente última é cerca de 11300 kN.

Conclui-se que os métodos usados por Franco (2011), nomeadamente os métodos baseados na extrapolação teórica de curvas carga vs. assentamento experimentais que não atingiram a rotura das estacas e os métodos baseados em resultados de ensaios de campo, SPT e CPT, não se afastam de forma significativa dos resultados obtidos em análises em tensão/deformação desenvolvidas com o programa Plaxis, no âmbito da presente dissertação.

Em relação aos métodos baseados em resultados de ensaios de campo, SPT e CPT, os resultados obtidos por Franco (2011) parecem corresponder a valores credíveis, ainda que, os registos dos ensaios disponíveis digam respeito à situações de realização destes antes da execução das estacas, em locais próximos da realização dos ensaios de carga. Deve, contudo, notar-se que as propostas

dos diferentes autores, não distinguem duas situações distintas: ensaio realizado antes e após a execução das estacas.

Face as conclusões tiradas, sugere-se para futuros desenvolvimentos, o seguinte:

- necessidade de caracterizar mecanicamente os solos envolvidos antes e após a execução das estacas: a modelação numérica não permite atender ao efeito dos processos constitutivos na alteração das características mecânicas dos maciços terrosos;
- necessidade de implementar campanhas de prospeção e ensaios, tendo em conta o tipo de análises teóricas a desenvolver;
- necessidade de confrontar resultados experimentais com resultados de análises teóricas: a única forma de aferir a viabilidade dos diferentes métodos para avaliação de cargas últimas passa, em última instância, pela comparação entre resultados experimentais e teóricos, tendo idealmente por base ensaios de carga levados até à rotura das estacas.

Referências bibliográficas

- AASHTO T 206 (2003). *Standard Method of Test for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils*.
- American Society for Testing and Materials ASTM D1143-81 (1989). *Standard Method of Testing Piles under Static Axial Compressive Load*. Vol. 04.08, Philadelphia, pp. 179-189.
- ASTM D1586-11 (1989). *Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils*. Vol. 04.08, Philadelphia.
- ASTM D3441-98 (1989). *Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Tests of Soil*.
- ASTM D 4945-00 (1989). *Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles*.
- ASTM D5778-07 (1989). *Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils*.
- Anagnostopoulos, A., Koukis, G., Sabatakakis, N., & Tsiambaos, G. (2003). *Empirical Correlations of Soil Parameters Based on Cone Penetration Tests (CPT) for Greek Soils*. Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 21, No. 4, pp. 377–387.
- Aoki, N., & Velloso, D. (1975). *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, pp. 373-388, Buenos Aires.
- API (1984). *API Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms*. (15th ed.). API RP2A, American Petroleum Institute, pp. 115.
- Bazaraa, A. (1967). *Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlements of Shallow Foundations on Sand*. Ph.D. Dissertation, Civil Engineering Department, University of Illinois, Champaign-Urbana, Illinois.
- Bolton, M. D. (1986). *The strength and dilatancy of sands*. Geotechnique, vol. 36, No. 1, pp. 65-78.
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation Analysis and Design*. (5th ed.). The McGraw-Hill Companies, Inc., Illinois.

- Brinch-Hansen, J. (1963). *Hyperbolic stress-strain response. Cohesive soils*. Journal for Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE), 89, pp. 241-242.
- Brinkgreve, R. B. J., Broere, W., & Waterman, D. (2004). *Plaxis: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses (2D - Version 8)*.
- Budhu, M. (2010). *Soil Mechanics and Foundations* (3th ed.). John Wiley & Sons, INC.
- Butler, H., & Hoy, H. (1977). *The Texas quick-load method for foundation load testing*. Report No. FHWA-IP-77-8.
- Chin, F. (1971). *Pile tests. Arkansas river project*. Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering (ASCE), 97, pp. 930-932.
- Chin, F. (1978). *Diagnosis of pile condition*. (2nd ed.). Vol. 9. Geotechnical Engineering.
- Clayton, C. R. I. (1993). *The standard penetration test (SPT) – methods and use*. Construction Industry Research and Information Association, Funder Report/CP/7, CIRIA, London, pp. 129.
- Das, B. M. (2007). *Principles of Foundation Engineering* (7th ed.). Stamford, USA: CENGAGE Learning.
- Davisson, M. T. (1970). *Lateral load capacity of piles*. High. Res. Rec., No. 333, pp.104-112.
- Davisson, M. T. & Prakash, S. (1963). *A review of soil pile behavior*. High. Res. Rec., No. 39, pp.25-48.
- Day, R. W. (2009). *Foundation Engineering Handbook* (2nd ed.). McGraw Hill, United States.
- Décourt, L. (1989). *The standard penetration test. State-of-the-art report*. Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Rio de Janeiro, 4, AA Balkema Publishers, The Netherlands.
- Décourt, L. (1996). *A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez*. III SEFE, 1, pp. 215-224, São Paulo.
- Décourt, L., & Quaresma, A. (1978). *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. VI COBRAMSEF, 1, pp. 45-53, Rio de Janeiro.
- Durgonoglu, H. T. & Mitchell, J. K. (1975). *Static penetration resistance of soils, Proceedings of the Conference on in-situ Measurement of Soil Properties*. American Society of Civil Engineers, Raleigh (North Carolina), Vol. 1, pp. 151–88.
- EN 1997-2 (2006). *Eurocode 7, Geotechnical design, part 2: Ground investigation and testing*. CEN, European Committee for Standardization, Brussels.
- EN ISO 22476-1 (2005). *Geotechnical investigation and testing. Field testing. Part 1. Electrical cone and piezocone penetration tests*.
- EN ISO 22476-3 (2005). *Geotechnical investigation and testing. Field testing. Part 3. Standard penetration tests*.

- Franco, F. (2011). *Previsão de capacidade resistente de estacas em compressão tendo por base resultados de ensaios em verdadeira grandeza que não atingiram a rotura*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Gibbs, H. J. & Holtz, W. G. (1957). *Research on determining the density of sands by spoon penetration testing*. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., London, 1:35–39.
- Golder, H. Q. (1957). *A Note on Piles in Sensitive Clays*. Geot., vol. 7, pp. 192-195.
- Golder, H. Q. & Leonard, M. W. (1954). *Some Tests on Bored Piles in London Clay*. Geot., vol. 4, pp. 32-41.
- Gomes, L. M. (2009). *Estacas de fundação - Principais processos construtivos*. Tese de Mestrado, Universidade Católica Portuguesa - Faculdade de Engenharia.
- Gunaratne, M. (2006). *The Foundation Engineering Handbook*. Taylor & Francis Group, United States of America.
- Hara, A., Ohata, T., & Niwa, M. (1971). *Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils*. Soils and Foundations, Vol. 14, No. 3, pp. 1–12.
- Hatanaka, M. & Uchida, A. (1996). *Empirical correlation between penetration resistance and effective friction angle for sandy soils*. Soils and Foundations, 36(4): 1–9.
- Hoback, A. S., & Rujipakorn, N. (2004). *Prediction of Bearing Capacity of Large Drilled Piles in Nonhomogeneous Soil by Using 3D Finite Element Method*. EJGR, Vol. 9, Bundle.
- Hough, B. K. (1957). *Basic Soil Engineering*. Ronald Press, New York.
- Janbu, N. (1969). *The resistance concept applied to soils*. Proceedings of the 7th ICSMFE, 1, pp. 191-196, Cidade do México.
- Kim, Y., & Jeong, S. (2010). *Analysis of soil resistance on laterally loaded piles based on 3D soil–pile interaction*. Elsevier Ltd.
- Kulhawy, F. H. (1984). *Limiting tip and side resistance, fact or fallacy*, Symposium on Analysis and Design of Pile Foundations. American Society of Civil Engineers, San Francisco, Proceedings, pp. 80–98.
- Kulhawy, F. H., & Mayne, P. W. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*. Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.
- LCPC. (1990). *La mesure des déformations à l'aide des extensomètres amovibles LCPC*. Méthode d'essai LCPC, 34.
- LCPC. (1996). *Recommandations pour la préparation d'un essai de chargement statique de pieu instrumenté à l'aide d'un extensomètre LCPC*. Méthode d'essai LCPC, 45.
- LCPC. (1997). *Ponte sobre o rio Tejo em Santarém*. Vertical static load tests - Final test report.

- Likins, G., & Rausche, F. (2004). *Correlation of CAPWAP with static load tests*. Proc. of the 7th International Conference on the Application of Stress wave Theory to Piles, pp. 153-166.
- Liao, S. S. C., & Whitman, R. V. (1985). *Overburden correction factors for SPT in sand*. J. Geotech. Eng., 112(3): 373–377.
- Look, B. G. (2007). *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*. London and New York: Taylor & Francis.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais*. (Vol. I). Porto, Portugal: FEUP Edições.
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos Solos – Introdução à Engenharia Geotécnica*. (Vol. II). Porto, Portugal: FEUP Edições.
- Mayne, P. W., & Kemper, J. B. (1988). *Profiling OCR in Stiff Clays by CPT and SPT*. Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 11, No. 2, pp. 139–147.
- Mayne, P. W., Mitchell, J. K., Auxt, J., & Yilmaz, R. (1995). *U.S. national report on the CPT. Proceedings, CPT'95*. Vol. 1, Swedish Geotechnical Society, Linköping, 263-276.
- Mazurkiewicz, K. (1972). *Load testing of piles according to the Polish regulations*. Proceedings Swedish Academy of Engineering Sciences .
- Mello, V. F. B. (1971). *The standard penetration test*. Proc. 4th Pan Am. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Porto Rico, 1: 1–87.
- Meyerhof, G. (1956). *Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE), 82, 866-1 - 866-19.
- Meyerhof, G. G. (1957). *Discussion on research on determining the density of sands by spoon penetration testing*. Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., London, 3:110–112.
- Meyerhof, G. (1976). *Bearing capacity and settlement of pile foundations*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE), 102, 195-228.
- McClelland, B. (1974). *Design of Deep Penetration Piles for Ocean Structures*. Journal Geot. Eng. Div., ASCE, vol. 100, no. GT7:705-747.
- Mohan, D. & Chandra, S. (1961). *Frictional Resistance of Bored Piles in Expansive Clays*. Geot., vol. 11, pp. 291.
- Monteiro, P. (2000). *A estaca ômega Franki - Capacidade de carga*. IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, 2, pp. 356-369, São Paulo: ABMS.
- NP EN 1997-1 (2010). *Norma Portuguesa. Eurocódigo 7, Projecto geotécnico, parte 1: Regras gerais*. IPQ, Instituto Portugues da Qualidade, Portugal.
- Peck, R. B. & Davisson, M. T. (1962). Discussion. Trans. ASCE, Vol. 127, pt. 4: 413.
- Peck, R. B., Hanson, W. E., & Thornburn, T. H. (1974). *Foundation Engineering*. (2nd ed.), New York: John Wiley and Sons.

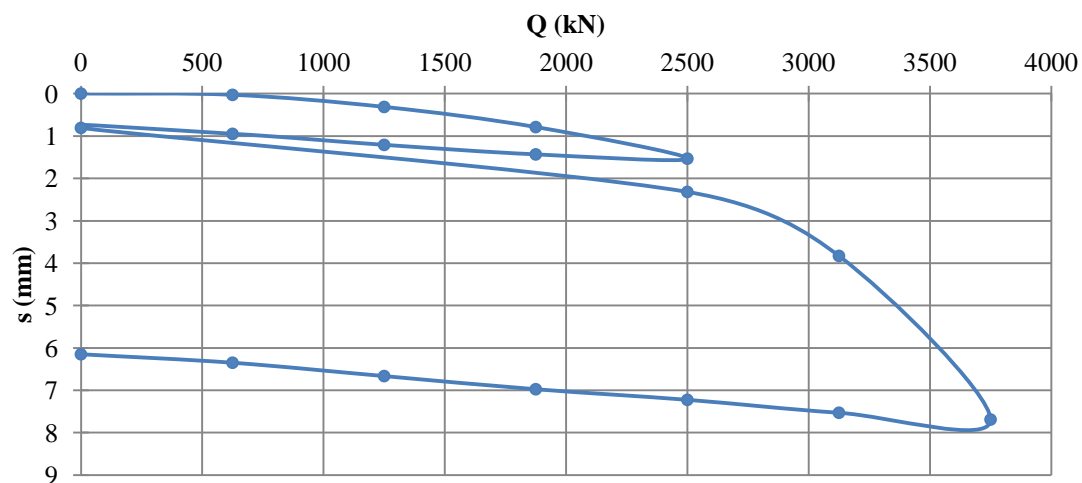
- Philipponnat, G. (1980). *Methode pratique de calcul d'un pieu isolé a l'aide du penetrometre statique*. Revue Francaise de Geotechnique, 10, pp.55-64.
- Poulos, H., & Davis, E. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. John Wiley & Sons.
- Prakash, S. & Sharma, H. (1990) . *Pile Foundation in Engineering Practice*. John Wiley & Sons.
- Reese, L. C. & Matlock, H. (1956). *Non dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth*. Proc. 8th Texas Conf. SMFE, Special Publication 29, Bureau of Eng. Res., Univ. Texas, Austin.
- Reese, L. C., Cox, W. R. & Koop, F. D. (1974). *Analysis of laterally loaded piles in sand*. Proc. 6th Offshore Tech. Conf., paper n.º 2080.
- Ricceri, G., Simonini, P., & Cola, S. (2002). *Applicability of Piezocone and Dilatometer to Characterize the Soils of the Venice Lagoon*. Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 20, No. 2, pp. 89–121.
- Robertson, P. K., & Campanella, R. G. (1983). *Interpretation of cone penetration tests*. Can. Geotech. J., 20(4):734–745.
- Santos, J., Pereira, J., Correia, A., & Simões, T. (2009). *Ensaio de carga dinâmico - Um caso de estudo sobre estacas moldadas*. Geotécnia, n.º 115, pp. 21-43.
- Schmertmann, J. H. (1975). *Measurement of In Situ Shear Strength*. Proceedings, Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, ASCE, Vol. 2, pp. 57–138.
- Schnaid, F. (2009). *In Situ Testing in - The Main Tests*. London and New York: Taylor & Francis.
- Schanz, T. (1999). *Beyond 2000 in Computational Geotechnics- 10 years of PLAXIS*. Chapter: The hardening soil model - Formulation and verification. Balkema, Netherlands.
- Seed, H. B., Arango, I., & Chan, C. K. (1975). *Evaluation of Soil Liquefaction Potential during Earthquakes*. Report No. EERC 75-28, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., & Chung, R. M. (1985). *Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 12, pp. 1425–1445.
- Semple, R. M., Rigden, W. J. (1986). *Shaft capacity of driven pipe piles in clay*, Ground Engineering, vol. 19, n.º 1, pp. 11-19.
- Skempton, A. W. (1959). *Cast-In-Situ Bored Piles in London Clay*. Geot., vol. 9, pp. 158.
- Skempton, A. W. (1986). *Standard penetration test procedures and effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and over consolidation*. Géotechnique, 36(3): 425–447.
- Smith, E. A. L. (1960). *Pile-driving analysis by the wave equation*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. SM 4, pp. 35-61.

- Stroud, M. A. (1974). *The standard penetration testing in insensitive clays and soft rocks*. Proc. 2nd European Symp. on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam, AA Balkema Publishers, The Netherlands, 1: 367–375.
- Teixeira, A. H. (1996). *Design and construction of foundations*. Seminar on Special Found., São Paulo, Brazil
- Terzaghi, K. (1975). *Evaluation of coefficients of subgrade analysis*. Géotechnique, vol. V, n.º 4, pp. 297-326.
- Tomlinson, M. (1957). The Adhesion of Piles Driven in Clay Soil. Proc. 4th Int. Conf. S. M. & F. E., Vol. 2, pp. 66-71.
- Tomlinson, M. (1981). *Pile Design and Constrution Practice*. (5th ed.) London: Viewpoint.
- Tomlinson, M., & Woodward, J. (2008). *Pile Design and Construction Practice*. (5th ed.). London and New York: Taylor & Francis.
- Trochanis, A. M. J et al. (1991). *Three-dimensional nonlinear study of pile*, *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE, Vol.117, No.3, pp.429-447.
- Varatojo, P. (2005). *Fundações profundas*. Apontamentos da disciplina de Mecânica de Solos II, Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Vesic (1970). *Tests on Instrumented Piles, Ogeechee River Site*. JSMFD, ASCE, vol. 96, SM 2, March, pp. 561-584.
- Wolff, T. F. (1989). *Pile Capacity Prediction Using Parameter Functions*. in Predicted and Observed Axial Behavior of Piles, Results of a Pile Prediction Symposium, sponsored by the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Evanston, IL, ASCE Geotechnical Special Publication No. 23, pp. 96–106.
- Whitaker, T. (1963). *The constant rate of penetration test for the determination of the ultimate bearing capacity of a pile*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 26, pp. 119–23.

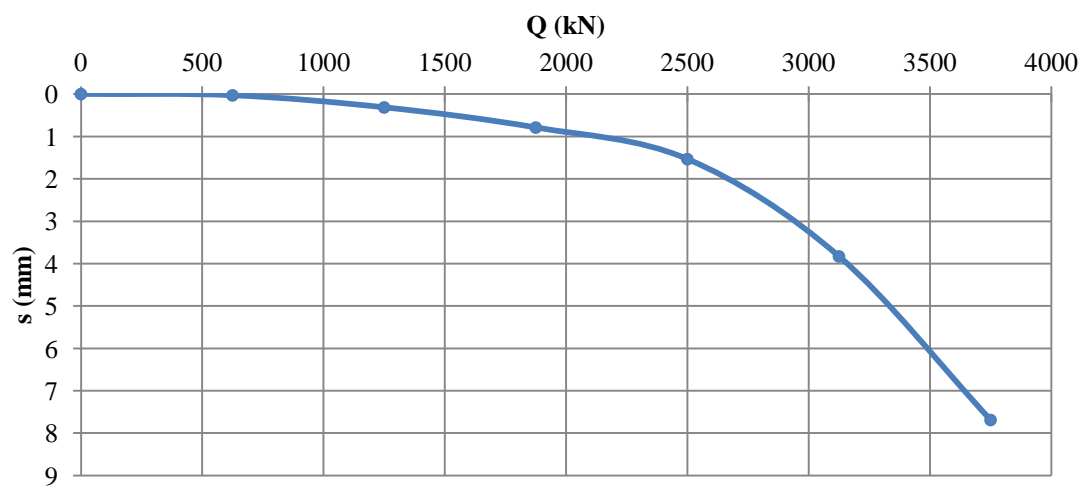
Anexo A Curvas carga vs. assentamento

A.1 CASO DE OBRA 1 – Refinaria de Sines Artenius Mega PTA

A.1.1 Curva carga vs. assentamento obtida no ensaio de carga estática



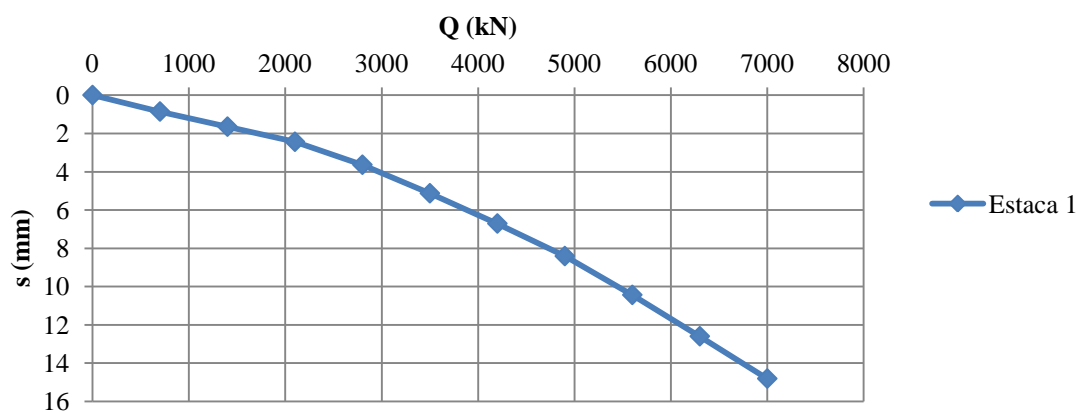
A.1.2 Curva carga vs. assentamento experimental



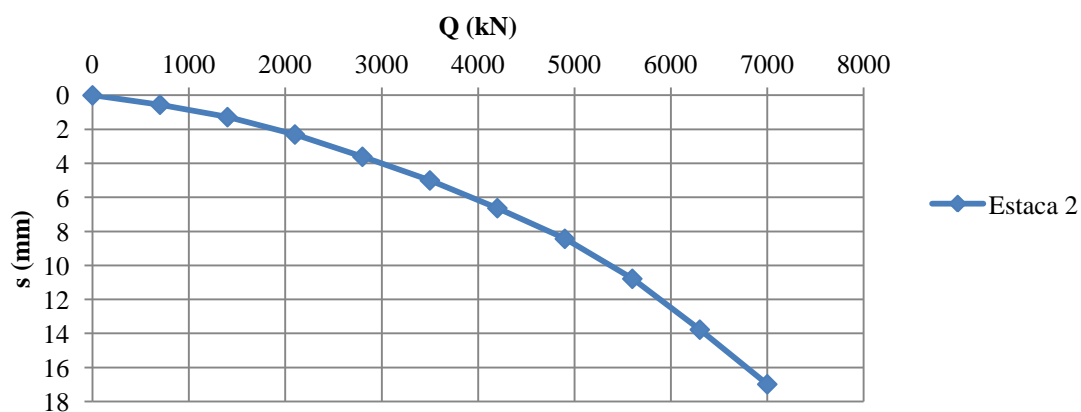
A.2 CASO DE OBRA 2 – Ponte Salgueiro Maia sobre o rio Tejo

A.2.1 Curva carga vs. assentamento

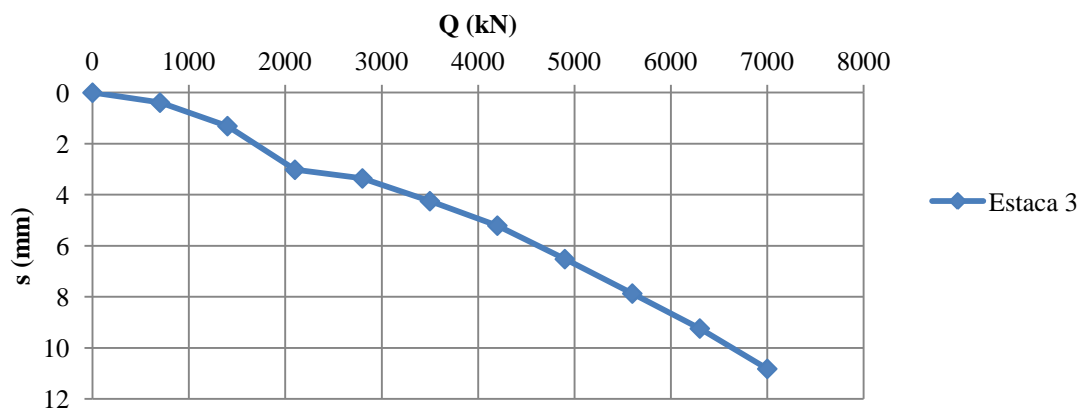
Estaca 1



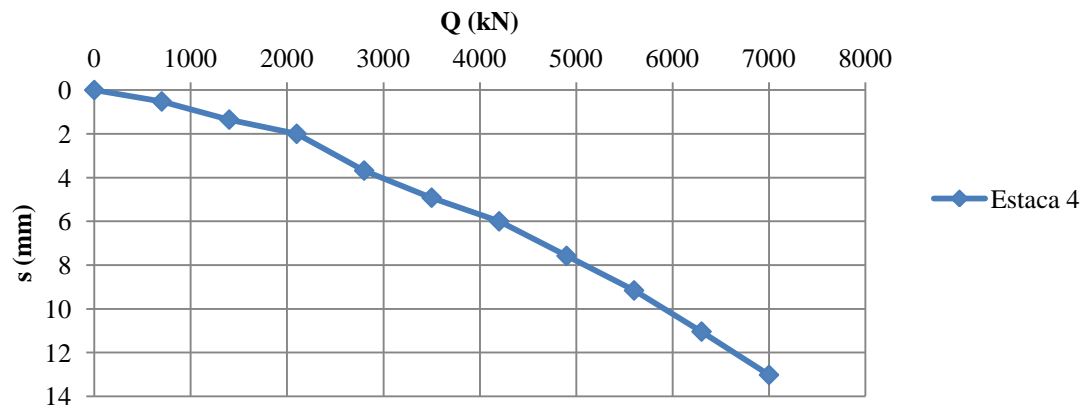
Estaca 2



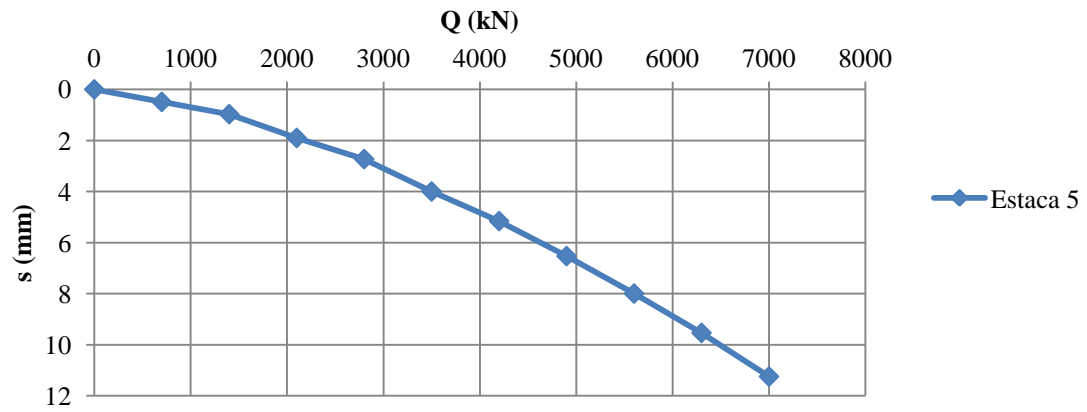
Estaca 3



Estaca 4



Estaca 5



Anexo B Cálculos justificativos

B.1 CASO DE OBRA 1 – Refinaria de Sines Artenius Mega PTA

B.1.1 Determinação do ângulo de resistência ao corte através dos ensaios SPT - Sondagem SPT 7

Camada	Tipo de terreno		Cota (m)	N _{SPT}	z (m)	σ'_{v0} (kPa)	C _N	(N ₁) ₆₀	ϕ'_p (°)	$\phi'_{p,med}$ (°)
0	Areias de duna e praia	Topo	30,916	-	0,00	0,00	-	-	-	-
			29,116	16	1,80	32,40	-	-	-	
1	Areias soltas a compactas	Topo	28,416	-	2,50	45,00	-	-	-	42
			27,616	32	3,30	59,40	1,30	41,52	46,57	
			26,116	47	4,80	86,40	1,08	50,56	49,84	
			24,616	28	6,30	113,40	0,94	26,29	40,12	
			23,116	33	7,80	140,40	0,84	27,85	40,85	
			21,616	38	9,30	167,40	0,77	29,37	41,55	
			20,116	17	10,80	194,40	0,72	12,19	32,11	
2	Areias siltosas muito densas contendo elementos calcários	Topo	19,516	60	11,40	205,20	0,70	41,89	46,71	46
			18,916	60	12,00	217,20	0,68	40,71	46,26	
		Base	17,096	60	13,82	253,60	0,63	37,68	45,07	

B.1.2 Determinação do ângulo de resistência ao corte através dos ensaios SPT - Sondagem SPT 12

Camada	Tipo de terreno		Cota (m)	N _{SPT}	z (m)	σ'_{v0} (kPa)	C _N	(N ₁) ₆₀	ϕ'_p (°)	$\phi'_{p,med}$ (°)
0	Areias de duna e praia	Topo	30,973	-	0,00	0	-	-	-	-
			29,073	12	1,90	34,20	-	-	-	
1	Areias soltas a compactas	Topo	28,473	-	2,50	45	-	-	-	41
			27,673	32	3,30	59,4	1,30	41,52	46,57	
			26,173	30	4,80	86,4	1,08	32,27	42,83	
			24,673	25	6,30	113,4	0,94	23,48	38,74	
			23,173	26	7,80	140,4	0,84	21,94	37,95	
			21,673	25	9,30	167,4	0,77	19,32	36,53	
2	Areias siltosas muito densas contendo elementos calcários	Topo	20,973	-	10,00	180	-	-	-	45
			20,173	8*	-	-	-	-	-	
			18,973	60	12,00	220	0,67	40,45	46,16	
		Base	16,473	60	14,50	270	0,61	36,51	44,60	

Nota: * este valor não foi contabilizado pois é um valor irreal em comparação com os restantes valores obtidos.

B.2 CASO DE OBRA 2 – Ponte Salgueiro Maia sobre o rio Tejo

B.2.1 Caracterização das camadas e número médio de pancadas da sondagem ENS.1

Camada	Tipo de terreno	Cota (m)	Espessura (m)	N _{SPT}
1	Solo superficial silto arenoso; Argila siltosa; Silte areno argiloso; Argila pouco siltosa.	+ 7,17	8	5
2	Argila lodosa; Lodo argiloso	- 0,83	7	0
3	Argila lodosa	- 7,83	5	6
4	Areia fina silto argilosa	- 12,83	2,5	10
5	Areia média a grosseira com seixos	- 15,33	6,5	30
6	Argila siltosa	- 21,83	-	60

B.2.2 Caracterização das camadas e número médio de pancadas da sondagem ENS.2

Camada	Tipo de terreno	Cota (m)	Espessura (m)	N _{SPT}
1	Areia fina a média	+ 8,90	12	12
2	Areia média a grossa	- 3,10	5	16
3	Lodo argiloso; Argila lodosa	- 8,10	6	8
4	Silte argilo lodoso; Silte e areia fina lodosa	- 14,10	4	19
5	Areia fina a média	- 18,10	7,5	10
6	Areia média a grossa	- 25,60	18,5	22
7	Silte argiloso	- 44,10	-	60

B.2.3 Caracterização das camadas e número médio de pancadas da sondagem ENS.3

Camada	Tipo de terreno	Cota (m)	Espessura (m)	N _{SPT}
1	Areia fina siltosa	+ 9,00	9	8
2	Argila	+ 0,00	2,5	4
3	Areia média a grossa	- 2,50	6	9
4	Silte areno lodoso	- 8,50	7	8
5	Silte e areia fina pouco lodosa; Argila lodosa com veios silto arenosos	- 15,50	4	21
6	Areia média pouco lodosa	-19,50	17,5	22
7	Argila pouco siltosa	-37,00	-	60

B.2.4 Caracterização das camadas e número médio de pancadas da sondagem ENS.4

Camada	Tipo de terreno	Cota (m)	Espessura (m)	N _{SPT}
1	Areia	+ 8,40	24	16
2	Cascalho	- 15,60	2	40
3	Areia grossa	- 17,60	-	60

B.2.5 Caracterização das camadas e número médio de pancadas da sondagem ENS.5

Camada	Tipo de terreno	Cota (m)	Espessura (m)	N_{SPT}
1	Areia fina com argila	+ 8,60	6	3
2	Areia média com seixos	+ 2,60	10	12
3	Areia média a grosseira com seixos	- 7,40	2,5	17
4	Areia média pouco lodosa	- 9,90	7,5	43
5	Argila muito densa com seixos	- 17,40	--	60